社会開発協力部報告書

タイ王国

ラマ六世橋建設計画調査

最終報告書

第3編(クルントン、クルンテップ橋補強補修調査)

昭和57年3月

国際協力事業団

No. 8

タイ王国

ラマ六世橋建設計画調査

最終報告書

第3編(クルントン、クルンテップ橋補強補修調査)

昭和57年3月

国際協力事業団

概　　要

それぞれ、1958年，1959年に架設されたKrung Thon橋及びKrung Thep橋は近年増大して来た交通量と車輌荷重により、その劣化が著しく進み、現在既に供用が危ぶまれる状態に至っている。

この調査では、両橋について概略の現地観察，既応の調査資料の検討，測量および応力解析を実施し、橋梁各部の強度，耐久性を推測すると共に、補修，補強の可能性を検討し、又その方法が提案された。

損傷は車道部の破損と変状、鋼部材の間、Lower ChordおよびFloor Framesの発錆跳開機構の不整合、および河底地盤の洗掘において著しい。

補修，補強対策は、(1)緊急対策、(2)暫定対策、(3)長期対策とに分けて提案されている。このうち(1)，(2)は現在既に危険な状態にある橋梁から、暫定的に危険性を除去するための方策であり、中でも(1)は現在目に見えて劣化が進んでいるものについての措置である。(3)は両橋に耐久性を持たせ、長期間にわたり、安全に供用せしめるための対策である。

緊急対策

- 両橋Trussed Beam支承及び伸縮目地付近に於けるMain Truss，Cross Beam Stringer等の塗装の実施。
- Krung Thep Bascule Bridge開閉機械室付近に於ける主桁Web Plateの塗装の実施。
- P．C．Slab施工目地付近に於けるCross Beam，Stringerの塗装の実施。
- 両橋Expansion Jointの高さの調整，構造の改良と同時に雨水の排水方法の改良実施。
- 両橋Trussed Beam上、アスファルト舗装の穴の開いた部分に於けるパッチングの実施。

暫定対策

- Krung Thep Bascule BridgeにおけるR．C．Slabの凹凸の補修及び磨耗層としてアスファルト・カバリングの実施。
- 両橋R．C．Slabに於ける施工目地の改良実施。
- 取付部P．C．合成ばり上R．Cスラブの打ち替え実施。
- Krung Thon橋、取付部6径間連続RCT－Rigid Beamの改良又は打替え実施。
- 両橋Main Truss Memberの局部破断及び捩れ部の修復及び今後の車輌衝突防止対策の実施。

- Krung Thep Bascule Bridge 開閉機械に於ける"ずれ"調整のため機械技術者による詳細調査及びThonburi 側Rear Rock Key の上向き力対策の実施。
- 下部構造河中橋脚基礎の洗掘対策の実施

長期対策

- 両橋Trussed Beam 上R，C，スラブ及び舗装の全面打替え実施。
- 両橋取付部高架橋の全面打替え実施。
- 両橋河中橋脚の洗掘に対する安定性，増大についての補強対策の実施。

緊急対策は別として、暫定対策，長期対策の実施に先だち、更に詳細な測定および応力解析を実施しなければならない。

ＢＳ－ＨＢ単位４５は、ＢＳで解説されているように、近辺に発電機その他の重機器工場があり、それ等重機器の搬出の際、度々使用されると考えられる橋梁について採用されるべき設計荷重である。

Bangkok 市内では少なくとも、Sathorn 橋、新Memorial 橋および新RAMA Ⅵ橋が充分、この荷重に耐え得るよう設計されているので、総重量１８０ｔに達する車輌の走行に際しては、これ等の新橋を使用するよう指定すれば充分である。

従って、ＢＳ－ＨＢ単位２５に耐え得るよう補修，補強を検討した。

日本国でも、古い設計基準に従って架設された橋梁が、近年の走行荷重の増大により橋梁の部材に、設計当時の許容応力度に対し、オーバー・ストレスが発生しているものが多い。日本の建設省土木研究所では、このようなオーバー・ストレスもそれがある限度以内にあれば、その橋梁は充分使用可能であるという限度を調査研究している。

今回の診断では、この調査研究結果を利用しているので、許容値の設定値の設定は日本の設定基準に準拠することにした。

目　　次

第1章　Krung Thon 橋
Krung Thep 橋の概要

第1章　Krung Thon 橋，Krung Thep 橋の概要

大Bangkok 首都圏は、市内の中央を流れるChao Phraya 河（河幅約３００ m ）によって、Bangkok 側Thonburi 側の二つの大きな地区に分けられており、これらの両地区は、現在最上流地区のNonthaburi 橋から、最下流地区の、Krung Thep 橋までKrung Thon 橋を含み、６橋の既設橋によって、その交通が維持されている。

現在タイ国公共事業局等は、近年急激に増大して来ている車輌交通の円滑化を計るため、第１図及び第２図に示す如く、上記６橋の他に、Krung Thep 橋とMemorial 橋の中間に、Sathorn 橋（現在工事中）を、Memorial 橋のすぐ下流に新Memorial 橋を、Krung Thep 橋の下流８㎞付近に、高速道路橋として、Wat Sai 橋を、又Nonthaburi 橋の上流５㎞及び１１㎞付近に夫々新Nonthaburi 橋とPathumthani 橋を建設計画中である。

これら既設橋梁の実測交通量（１９８１年実施）及びレーン数等は、表１－１，表１－２に示す通りである。

本補強調査の対象となるKrung Thon 橋及びKrung Thep 橋の主径間上部構造は、何れも鋼構造で、これらは夫々１９５８年及び１９５９年に、日本の富士車輌株式会社の手によって設計，製作，架設されたものである。また、両橋共に取付部スパン及び下部構造は他のコンサルタントによって同時期に設計されたもので、上部構造はＰ．Ｃ及びＲ．Ｃ構造の組み合せとなっている。

下部構造のうち、主径間河中基礎にはオープン・ケソンが、また取付部には、プレキャスト・コンクリート杭基礎型式が採用されている。

建設後既に２０年以上経過し、橋面アスファルト舗装、ＲＣ床版を始め、橋体各部の損傷も多くなって来ている。

特にKrung Thep 橋は将来中環状道路の一環となるものであり、交通量の増大と共に、重車輌の交通に耐え得るものでなければならない。

Table 1-1 Screen Line (Chao Phraya River)
Present Traffic Volume

Bridge \ Vehicle Type	Motor-cycle	Car	Bus	Truck	Total (Excluding motorcycles)
Nonthaburi	610	1780	1400	4100	7280
RAMA VI	3260	14580	3440	4240	22260
Krung Thon	7350	30250	4470	6420	41140
Phra Pin Klao	14550	52580	6560	7750	72890
Memorial	48580	45680	10680	12210	68570
Krung Thep	16080	26490	3360	17920	47770
Total	90430	177360	29910	52640	259910

Table 1-2 One-Lane Volume and Motorcycle Rate

Bridge	No. of Lanes	One-Lane Volume	Motorcycle Rate
Nonthaburi	2	3,910	7.7%
RAMA VI	2	11,130	12.8%
Krung Thon	4	10,285	15.2%
Phra Pin Klao	6	12,150	16.6%
Memorial	4	17,140	41.5%
Krung Thep	4	11,940	25.2%
Average (Total)	3.7 (22)	11,815	25.8%

Note : Rate of Motorcycle is number of Motorcycles/
Traffic volume + Motorcycles.

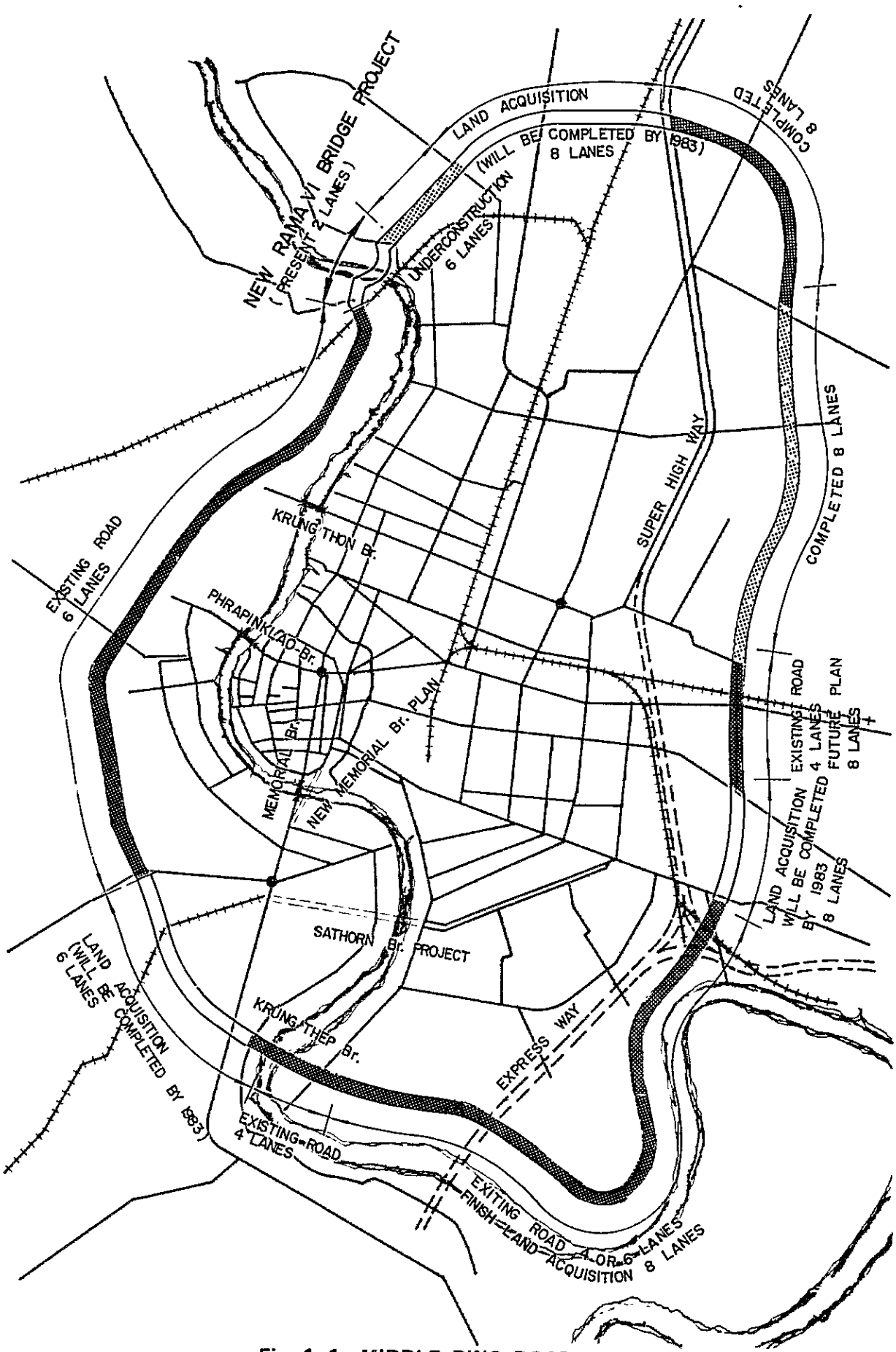


Fig. 1–1 MIDDLE RING ROAD

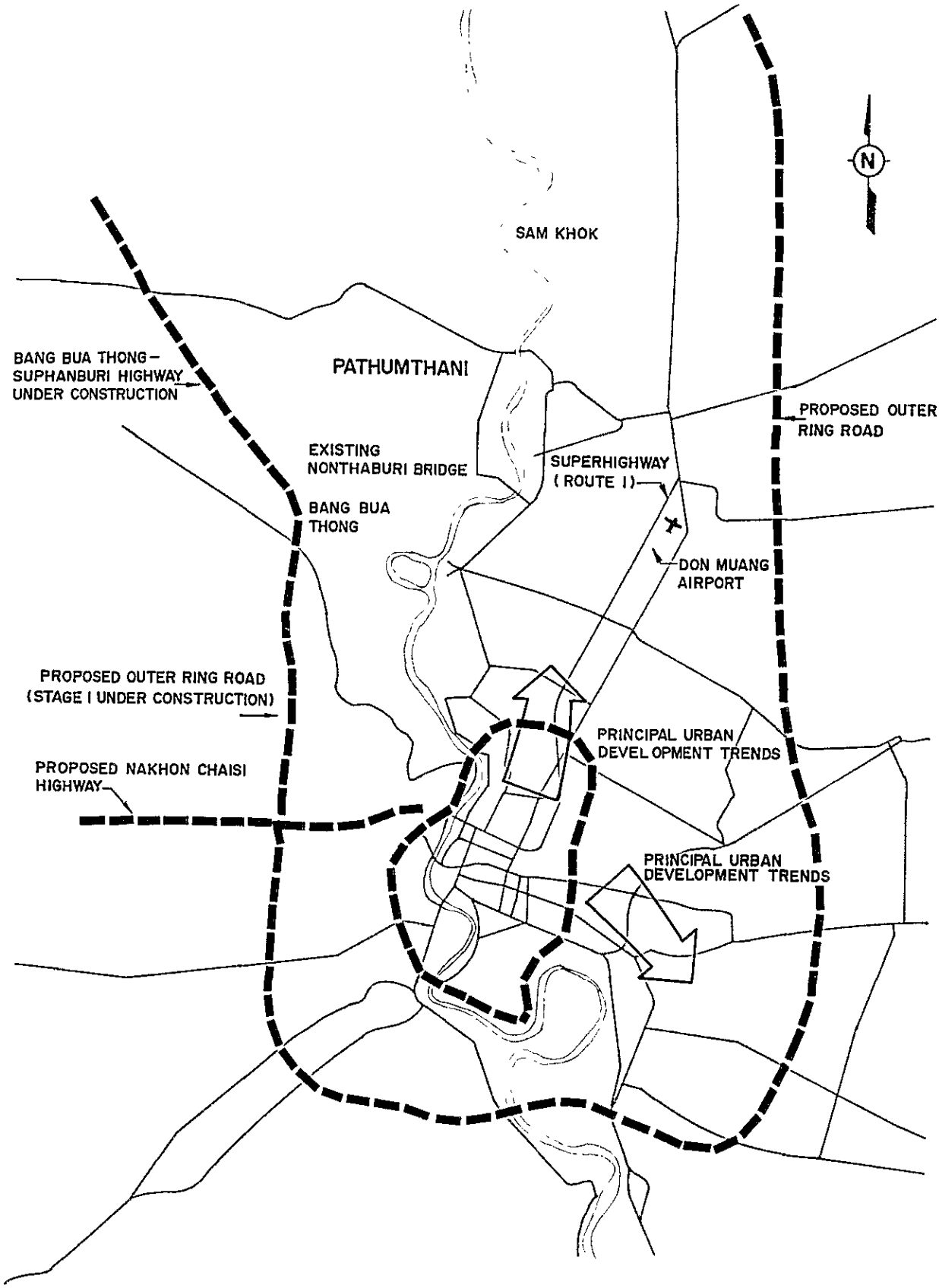
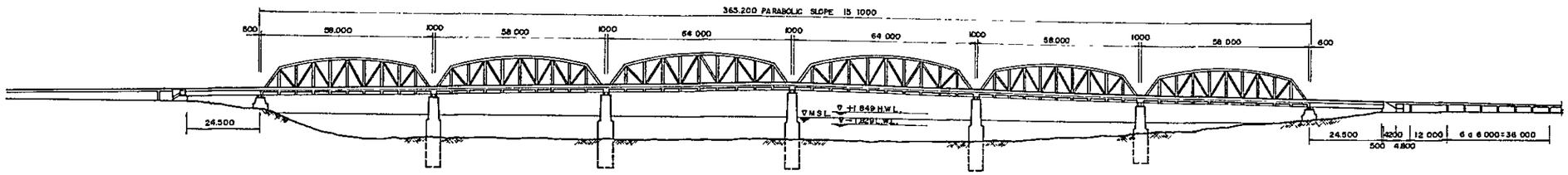
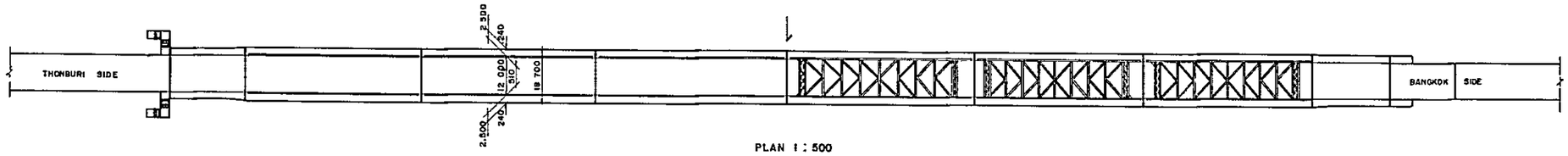


Fig. 1–2 DEVELOPMENT FEATURES

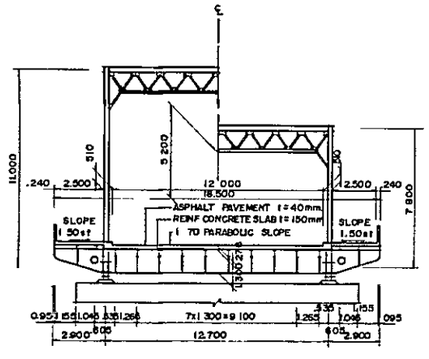
KRUNG THON BRIDGE
GENERAL VIEW



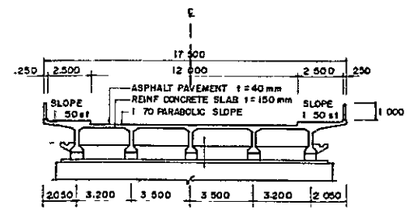
SECTION 1:500



PLAN 1:500



SECTION 1:100



SECTION 1 100

Fig. 1–3

KRUNG THEP BRIDGE
GENERAL VIEW

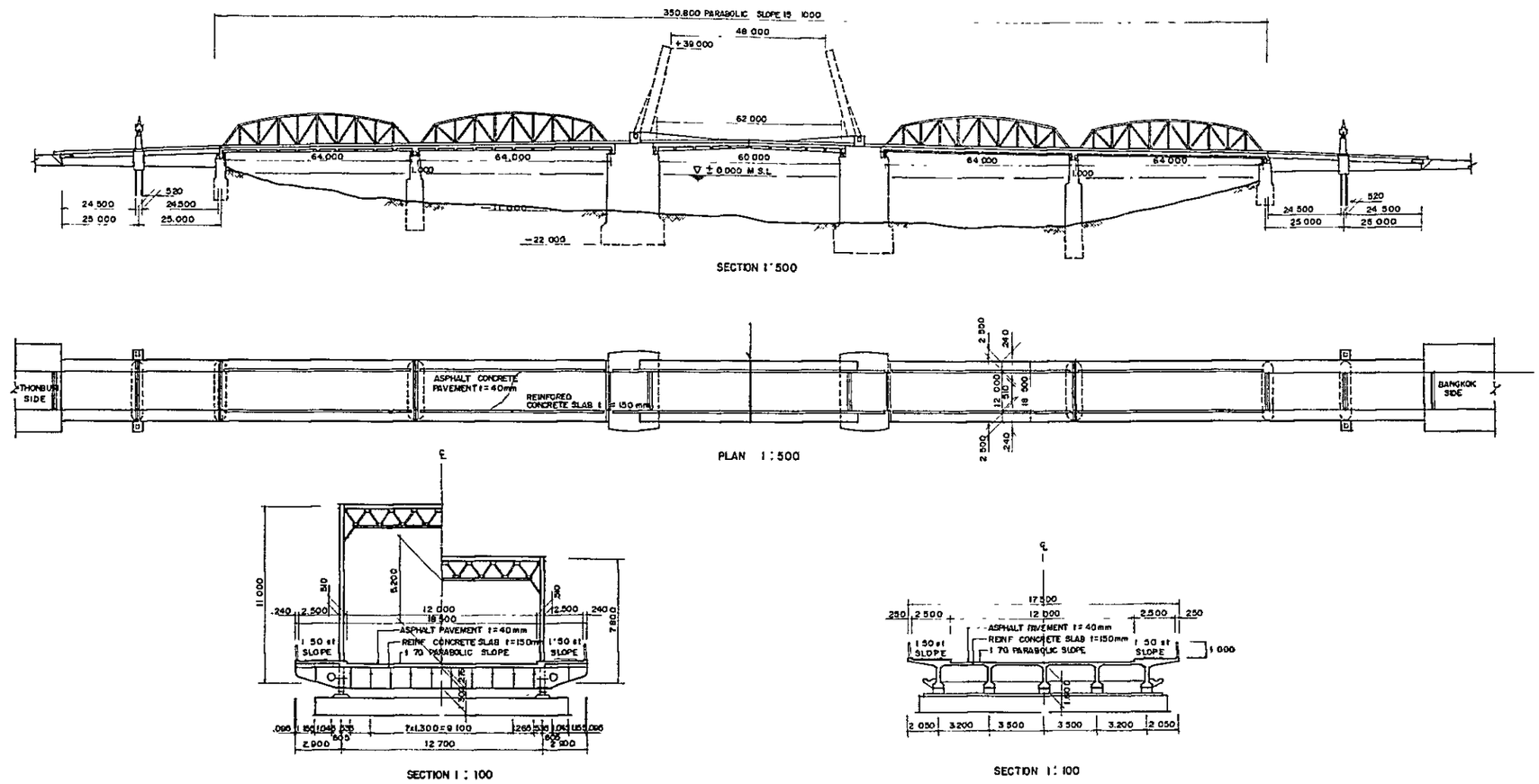
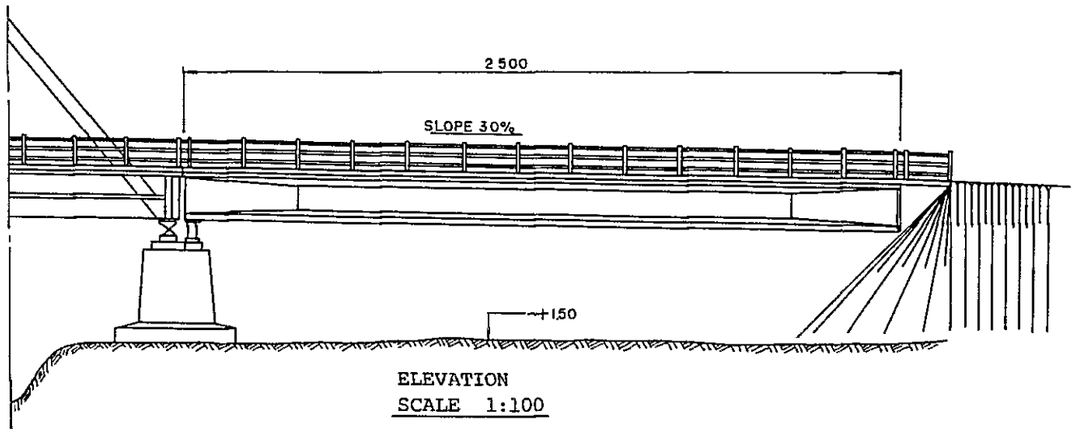
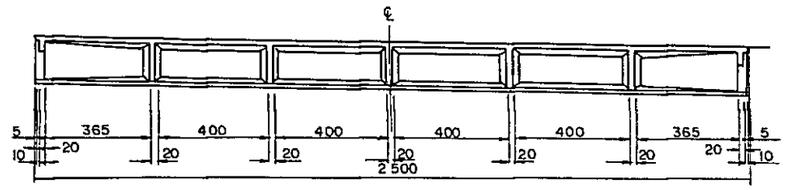


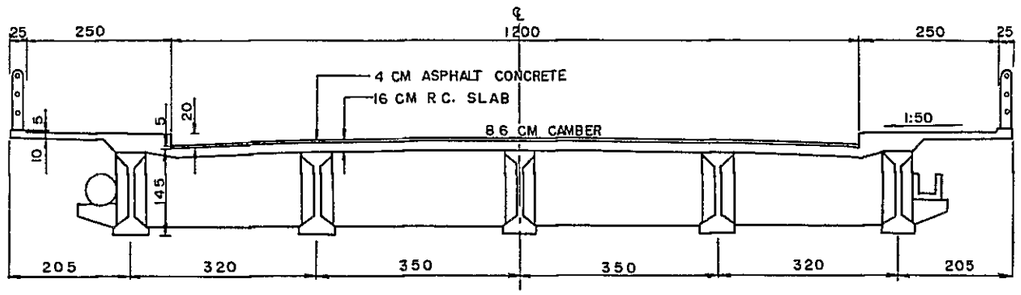
Fig. 1–4



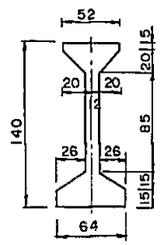
ELEVATION
SCALE 1:100



LONGITUDINAL SECTION
SCALE 1:100

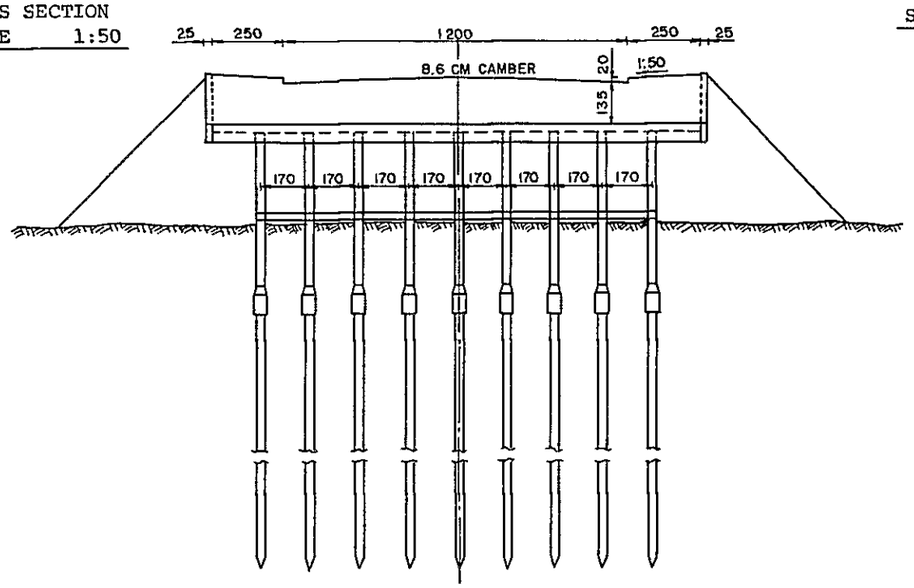


CROSS SECTION
SCALE 1:50

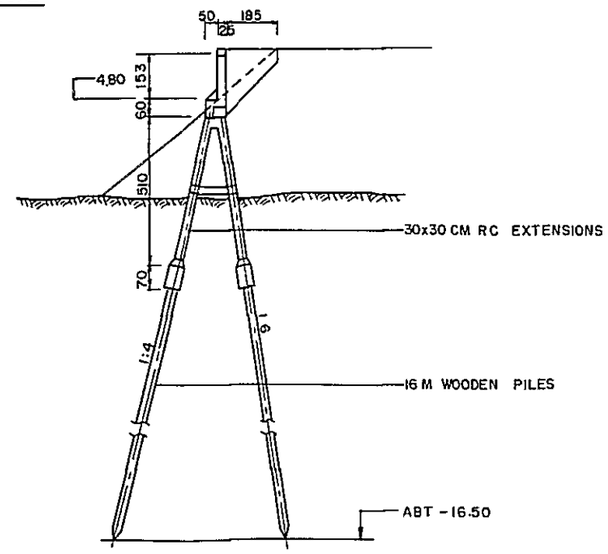


BEAM SECTION
SCALE 1:25

SUPERSTRUCTURE



ELEVATION
SCALE 1:100



SECTION
SCALE 1:100

ABUTMENT

Fig. 1–5

第２章　補強調査の目的及び調査内容

第2章　補強調査の目的及び調査内容

2−1. 目　的

橋梁は一旦建設が終ると、足場の関係から一般に定期点検がおろそかになりがちである。まして大河川や海上に架設された橋梁については一層その傾向が強くなる。

Krung Thon，Krung Thep 橋は共に、約25年前タイ国政府が示した活荷重（図4−1.1　参照）の規定に従い、一部日本の鋼道路橋示方書並びに日本工業規格（ＪＩＳ）に準じて設計されたものである。

しかし、その後の交通事情の変化、特に大型自動車，トレーラー等の使用の増大に伴って、舗装や床版，縦桁等に過大な応力が生じ舗装の劣化、あるいはＲＣ床版にクラックの発生が見られる様になった。

これらのクラックは放置しておくと床版の鉄筋はもちろんのこと、縦桁，床桁等にも錆が進行し、橋梁の耐荷力，耐用年数等を著しく損うことになる。

1970年ＪＩＣＡ派遣の専門家によって、特に床版のクラック調査及びBascule 橋開閉のための電気機械の保守点検が行われ、また、対策も提案された。

その後これらの提案にもとづきKrung Thon 橋の舗装、床版のクラックには第一次修復がなされたが、Krung Thep 橋については実施されていない。

今回の補強調査は、その後に於ける舗装・床版のチェックを行うと同時に取付部を含めた橋梁の上下部構造全体を予備点検することを目的とし増大して来た活荷重に対し、橋梁各部材の安全性を検討し、これらの補強方法その他維持補修等に関する提案を行うものである。

2−2. 調査の内容

2−2−1　現況調査

橋梁の耐荷力，耐久性に有害となる重要部材の損傷状況をVisual 調査する。

1) Superstructure

a) 橋面舗装及び伸縮目地の状況

b) 主径間鋼桁部Deck Slab 及びApproach 部ＰＣ桁，RC桁のクラックの発生状況

c) 鋼桁部主要部材の錆状況、特に添接部、格点部，リベットの状況

d) Buscule 橋の、開閉時に於ける機械設備の作動状況

e) 各主桁支承沓の作動状況

2) Substructure

a) 建設当時に対する各橋脚の沈下状況

b) 各橋脚近隣に於けるRiver Bed の洗掘進行状況

c) 各橋脚躯体のクラック状況

2－2－2　新活荷重の検討

1) 活荷重の現況

2) 比較検討荷重

2－2－3　将来のSurveying ，Rehabilitation 及び Strengtheningに対する提言

1) 将来活荷重増大化に対する各部材の応力度の検討

2) Over Stress となる部材の補強方法

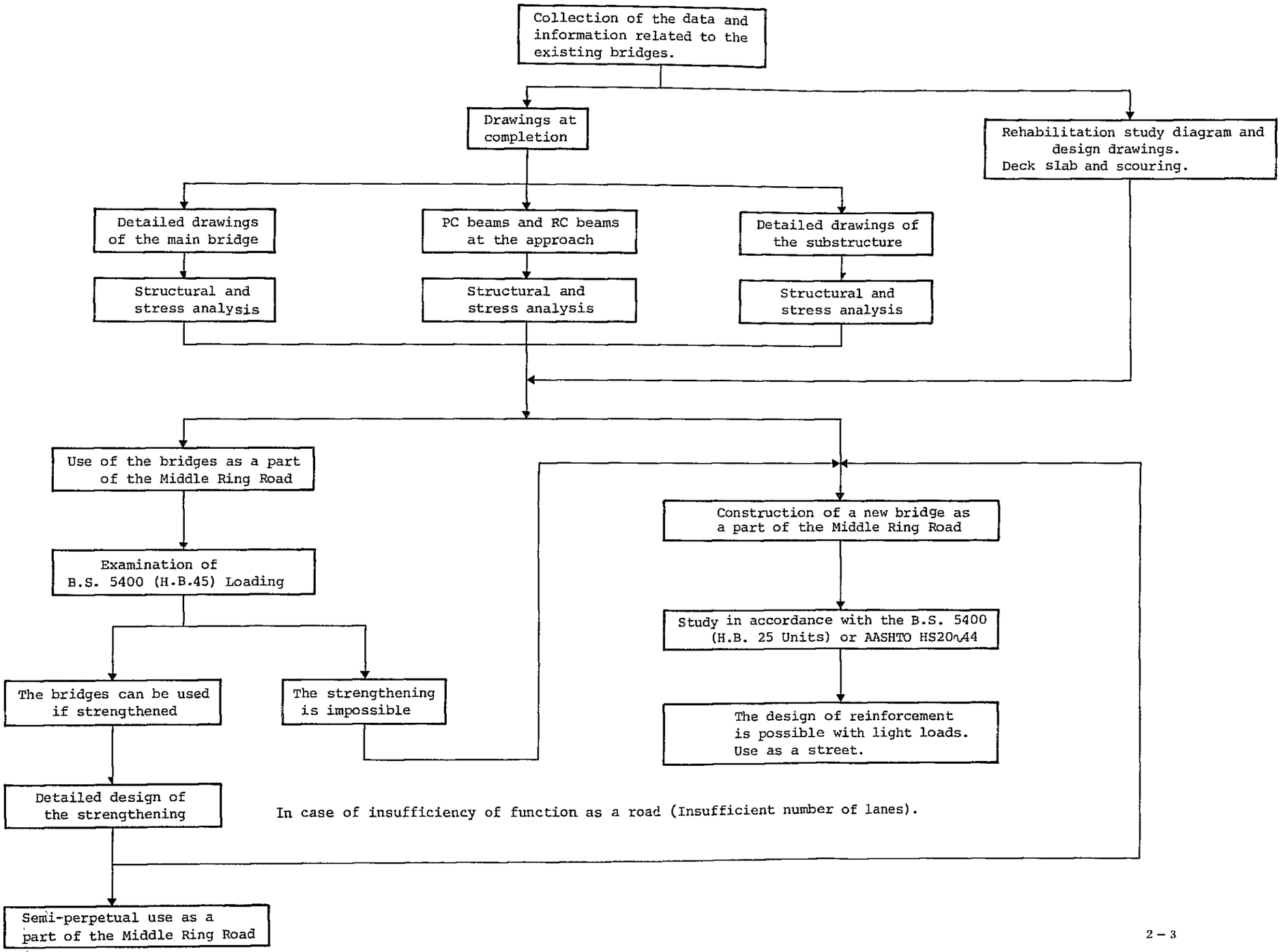
3) 橋面舗装，床版，伸縮目地の補修方法及び交通対策

4) 河中橋脚の洗掘対策

5) 鋼部材の錆に対する対策

6) その他橋梁耐久性に関する対策

2-2-4 Flowchart of the Strengthening and Rehabilitation Study



第３章　現況調査

第３章　現況調査

3.−1. 橋面舗装（トラス部）

１９７０年提出されたＪＩＣＡ派遣，専門家による勧告にもとづきKrung Thon 橋の車道は、１９７２年オーバー・レイ工法（附録３−1.1参照)に依って、全面舗装打替えが行われた。その結果、一般的には良好であるが、写真に見られる如く、各伸縮目地の上にオーバー・レイされた表層と一部トラス支間中央、ＲＣスラブの施工目地上に於ける表層が膨れ上り、あるいはひび割れが生じている。

また、最近伸縮目地付近の表層と共に打替えられたコンクリート舗装（厚さ６cm）の一部が、亀の甲状に割れ舗装中の鉄筋が露出して来て、車の走行性を増々悪化させている。（写真３－１.１，３－１.２参照）

Krung Thep 橋は部分的に補修作業が行われているが、全面的舗装打替えがなされていないので、全般的に小さな凹凸が見られる。

また、KrungThon 及びKrung Thep 両橋の歩道コンクリートブロック舗装には図３−３２〜３－３.５の如く各所にひび割れが生じているが歩行者に支障を与えるものではない。（写真３－１.３〜３－１.６参照）

3−2. 伸縮継手

Krung Thon 橋車道部伸縮継手はアスファルトでオーバー・レイされているため、状況を知ることが出来ないが、歩道部はFace Plate のめくれ上っている箇所が３〜４ケ所見られる。（写真３－２.１　３－２.２参照）

Krung Thep 橋は跳開橋の支間中央の伸縮継手に多少緩みが見られるが、他は車道部，歩道部共に良好である。（写真３－２３〜３－２.６参照）

3−3. 床　　版

トラス部の床版は図３－３.１に示すように、１.３ m間隔の縦桁に連続支持された厚さ１５cmのＲＣ床版である。

１９７０年提出された勧告にもとづき、Krung Thon 橋 はその当時発生していたひび割れ（最大幅０.２ mm）に１９７１年エポキシ樹脂を注入し、ひび割れの拡大，鉄筋の錆を防止する補修工事が行われている。両橋共、当時のひび割れ調査図にもとづき、代表的部分を選んで、これらの追跡調査を行ったが、その後ひび割れの進展拡大、あるいは新しいひび割れの発生等は見られなかった。（図３－１.２.３.４.及び写真３－３.１〜３４を参照）

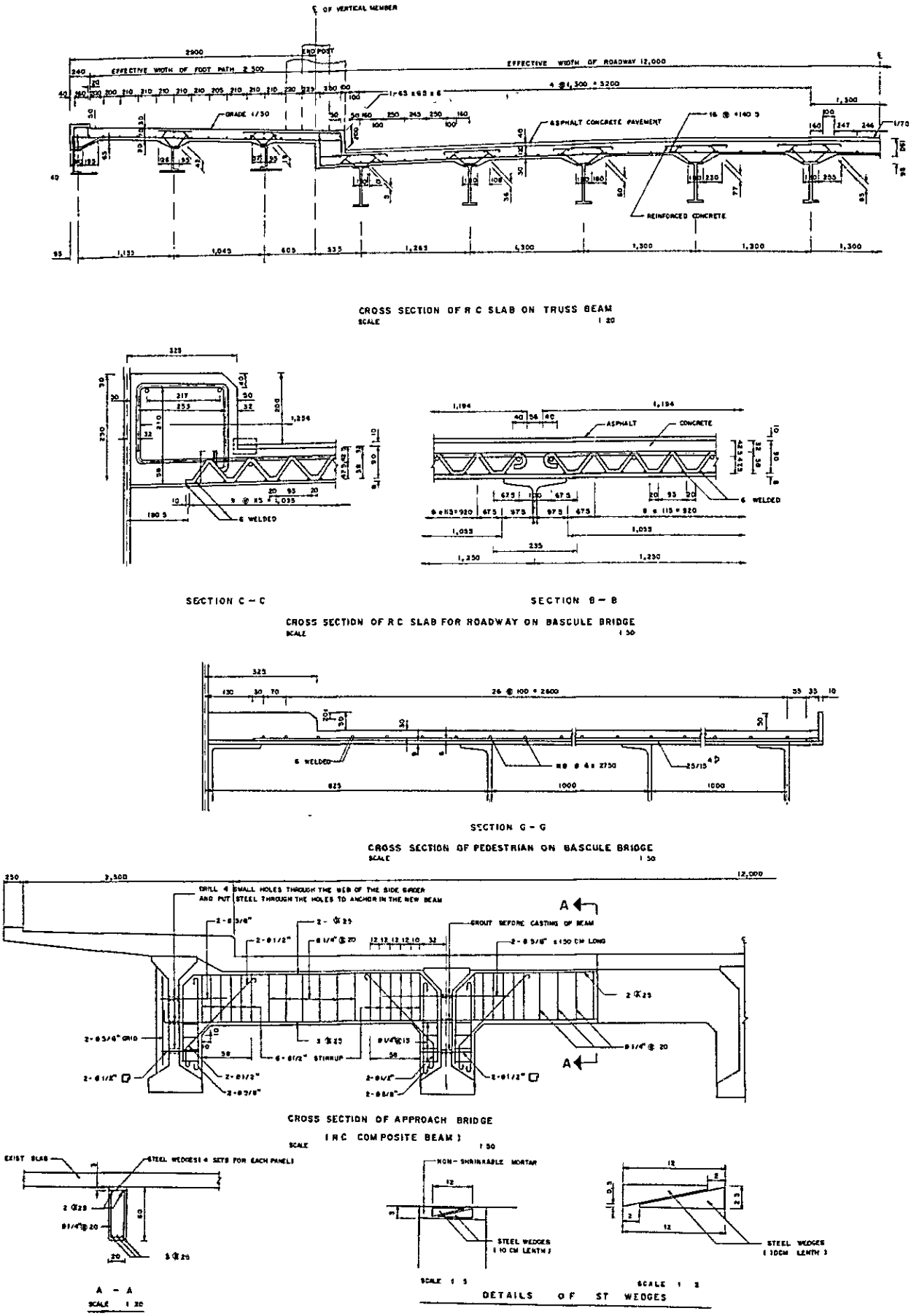
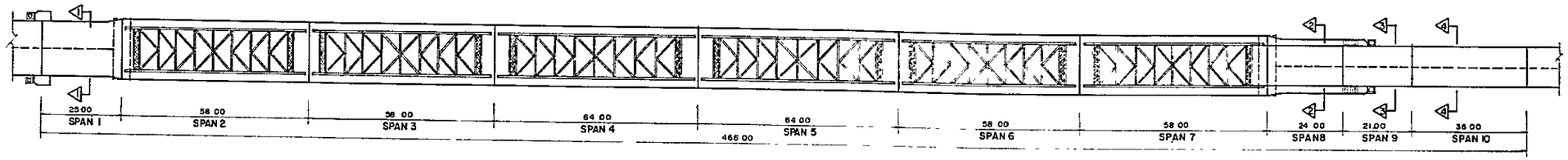


Fig. 3–3.1 EXISTING FLOOR SLABS ON THE TRUSSED BEAM, BASCULE BRIDGE AND PC COMPOSITE BEAM OF THE APPROACH BRIDGE

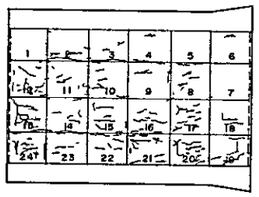
KRUNGTHON BRIDGE



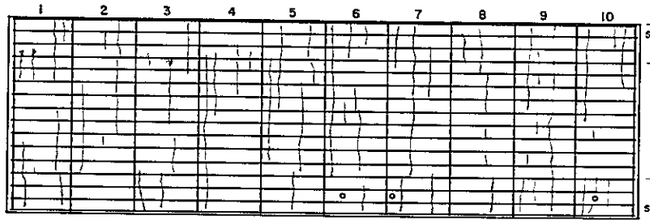
THONBURI SIDE

PLAN 1 : 500

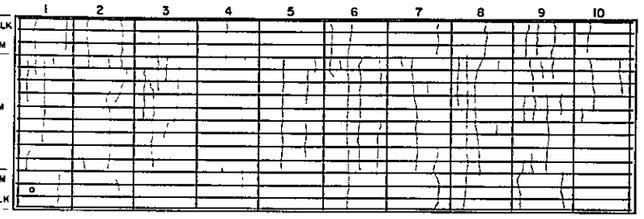
BANGKOK SIDE



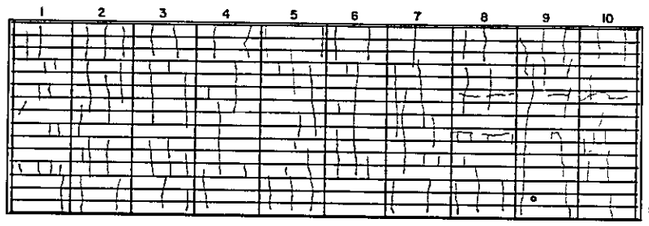
SPAN 1



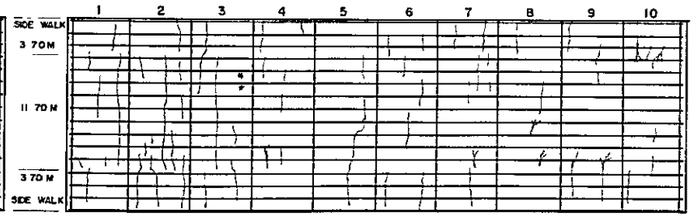
SPAN 2



SPAN 3



SPAN 4



SPAN 5

THIS PLAN SHOWS CRACK LINES OF THE SLAB EACH PLAN 1 : 200

Fig. 3–3.2 CRACKS DEVELOPED ON THE CONCRETE FLOOR SLABS OF THE MAIN AND APPROACH BRIDGE – KRUNG THON BRIDGE

KRUNGTHON BRIDGE

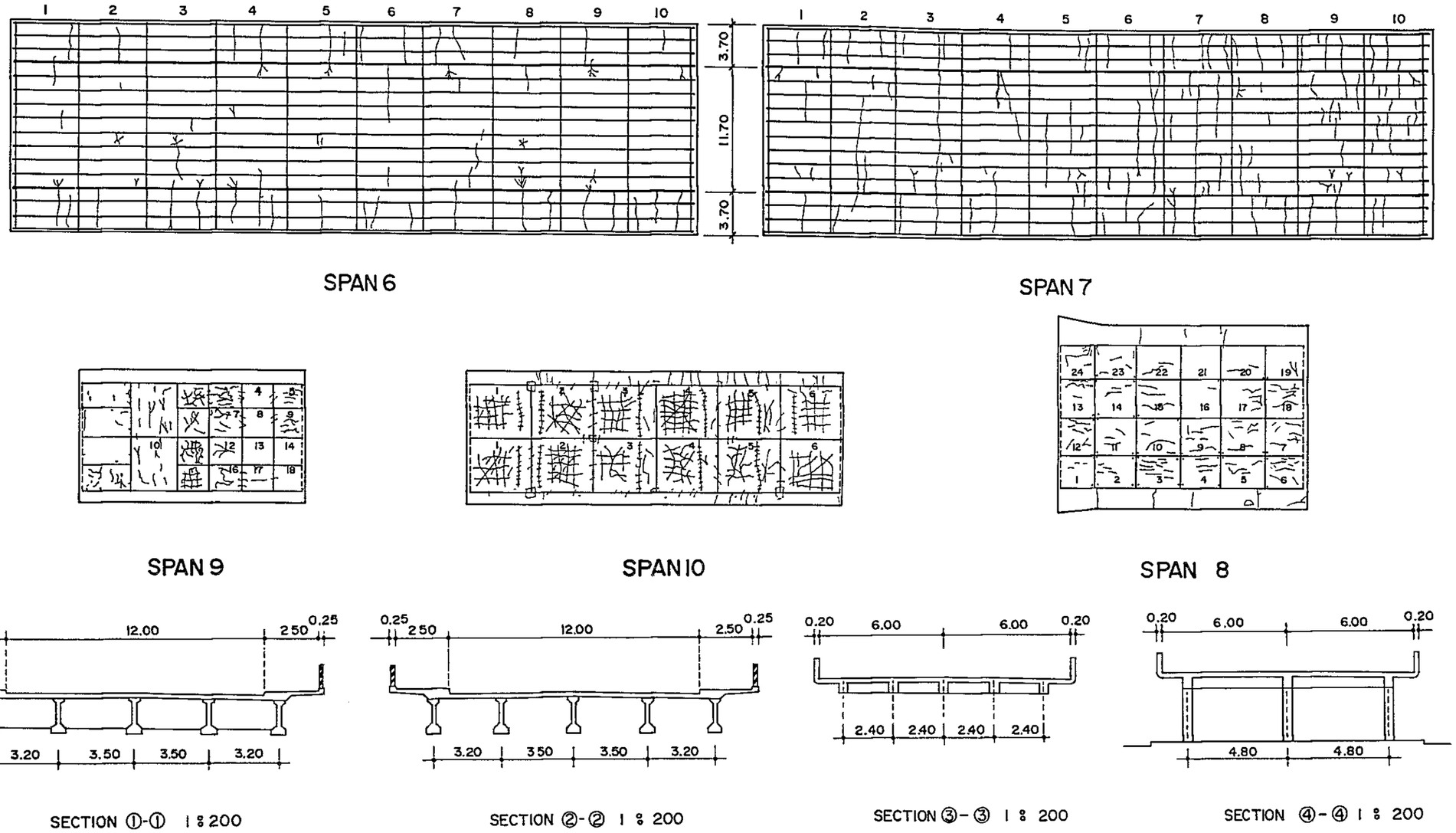


Fig. 3–3.3 CRACKS DEVELOPED ON THE CONCRETE FLOOR SLABS OF THE MAIN AND APPROACH BRIDGE – KRUNG THON BRIDGE

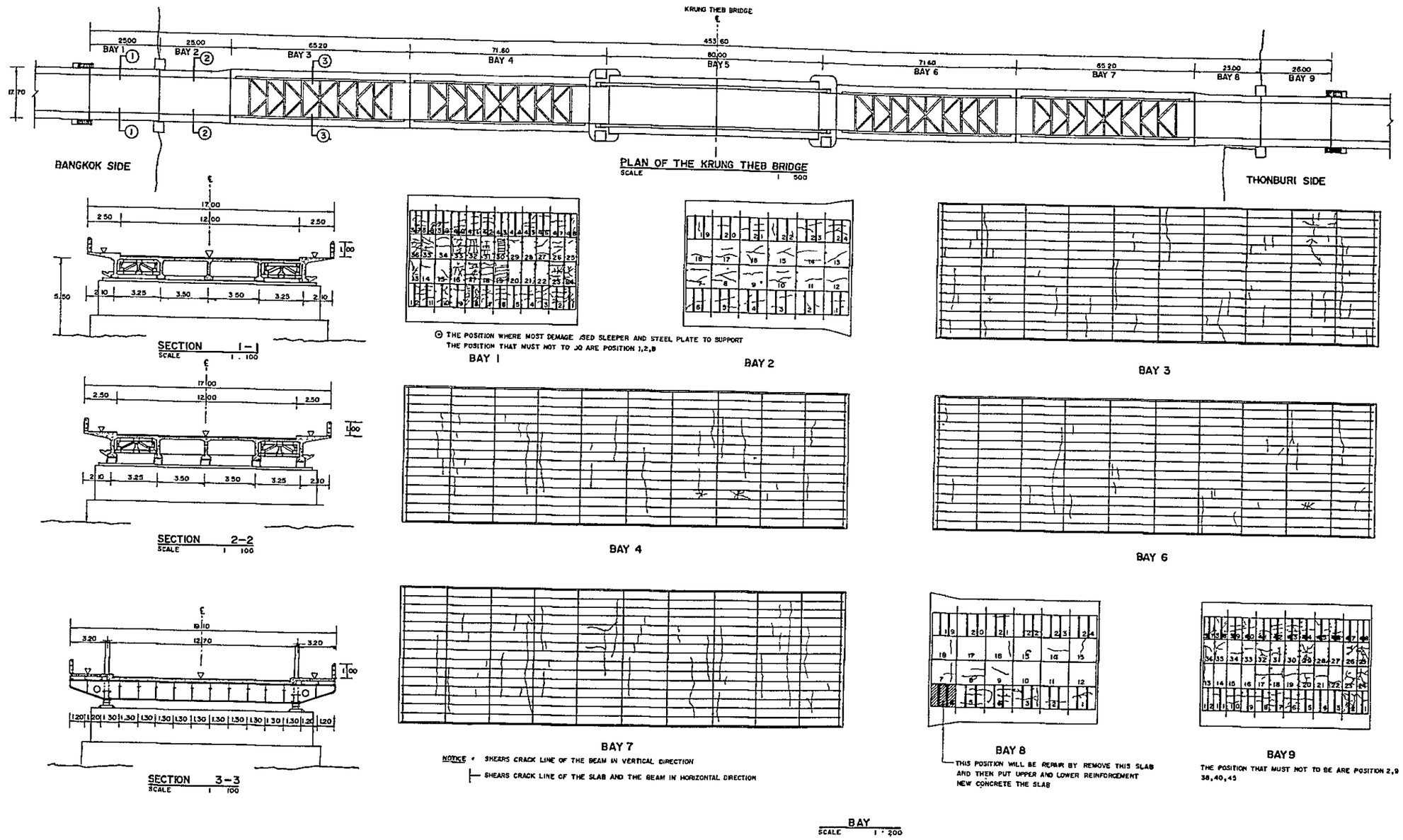


Fig. 3–3.4 CRACKS DEVELOPED ON THE CONCRETE FLOOR SLABS OF THE MAIN AND APPROACH BRIDGE – KRUNG THEP BRIDGE

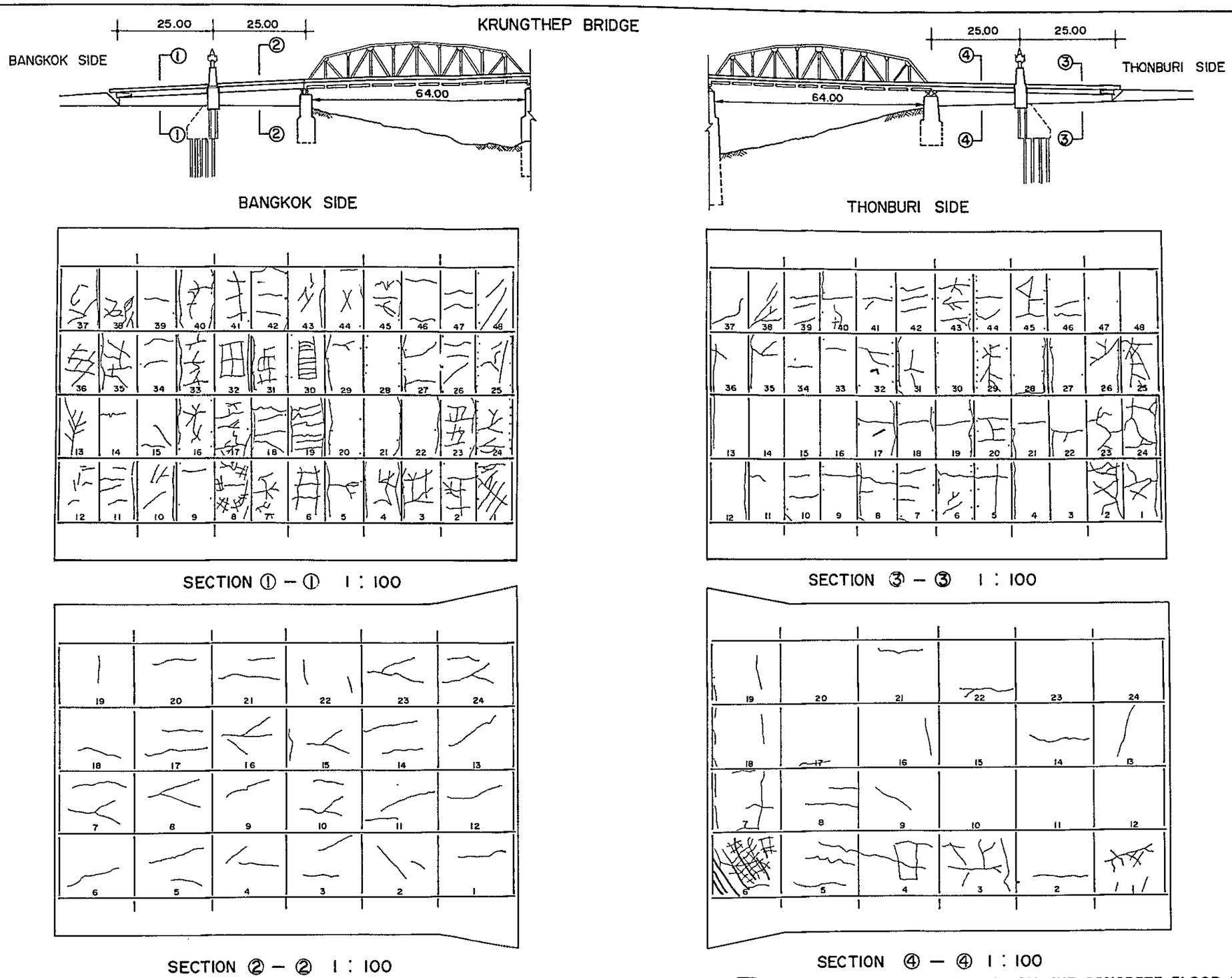


Fig. 3–3.5 CRACKS DEVELOPED ON THE CONCRETE FLOOR SLABS OF THE APPROACH BRIDGE – KRUNG THEP BRIDGE

3−4. 縦桁及び横桁

一般的には縦桁，横桁共に良好な状態下に維持されているが、ＲＣ床版の施工目地が設けられている横桁及び関連する付近の縦桁等の上フランジに多少の錆が発生しており、横桁上の床版は上フランジから浮いた状態である。

縦桁，横桁の取付けリベットには殆ど錆の発生は見られなかったが、特に床版の施工目地を持つ中間横桁及び伸縮継手付近の端横桁に多少の錆が見られる。

（写真３－４.１～３－４.６参照）

3−5. 主構，対傾構及び上下横構

橋面より上側の主構，対傾構及び上横構等の部材は双眼鏡によって目視調査を行ったが塗装の悪化，鋼材の錆は見られなかった。

部材幅の広いトラスのEnd Post のCover Plate の一部に、特にKrung Thon 橋に於いて、２～３ケ所大型トラックまたはトレーラー等による継面破継の状況が見られた。

（写真３－５.１～５.６参照）

また、KrungThep橋の垂直部材も、同様、車の衝突による部材全体の大きなねじれが１ケ所Thonburi 側に見られた。（写真３－５.１参照）

床版より下側の主構に於いて、特に伸縮継手等、雨水の落下する支点部付近の主構部材に重大な錆の発生が見られた。その他Lower lateral Bracing 及びGusset Plate 等にも部分的に大きく錆の進んでるケ所が見られる。（写真３－５８～３－５.１０参照）

3−6. Bascule 橋

３－６－１　舗装及び床版

図３－６.１の如き構造となっているが、アスファルト表層（１０㎜厚）は殆ど磨耗して下側のＲＣスラブが露出している。

また、このＲＣスラブの各所に穴があき、雨水等が下側の鋼鈑に浸透している様に思われる。鋼鈑上側はＲＣスラブで覆われているので、その状況は判断出来ないが下面は殆ど伸縮目地付近を除き錆は全く見られない。（写真３－６.１参照）

３－６－２　縦桁，横桁及び下横構

縦桁の上側全面に鋼鈑が張られていて雨水の浸透もないので、全く錆もなく良い条件下にある。（写真３－６.２～６.４参照）

３－６－３　主　　桁

橋面の上下側共錆は見られないが、機械室付近、側面の添接部付近は相当錆が進行していて、リベット頭の３０～５０％も失われているケ所が見られる。

（写真３－６.７～６.８参照）

3－6－4　開閉操作機械及びShear Key

Bascule 橋の開閉は毎日朝6時に行われていて、その他通航船舶の事前要求にもとづき、午前10時または午後2時に特別なケースとして、開閉作業が行われている。

現在操作機械に故障は無く一回の開閉作業に夫々3分程度を要している。ただ支間中央のShear Key 間に図3－6.1に示す様なずれが生じている。

また、Bangkok 及びThonburi 両側機械室内に設けられた上下流Rear Key 後端のクリアランスに夫々15㎜，45㎜の橋軸方向に対する水平ずれが見られる。

また、Thonburi 側に於いてRear Keyの設置されているRC片持床版下側に大きなクラックが4年程前に発生し、H－Beam 等によって対策が実施されている。

（写真3－6.9～6.12参照）

3－7.　　沓

Truss Beam及びBascule 橋の固定支承には破損ケ所、錆等全く見られない。

また、可動支承にも表面的には破損箇所、錆等は見られない。 Covering 間部ローラー 等については錆の進行も考えられるが、今回は表面的な調査のみ行った。

（写真3－7.1～7.2参照）

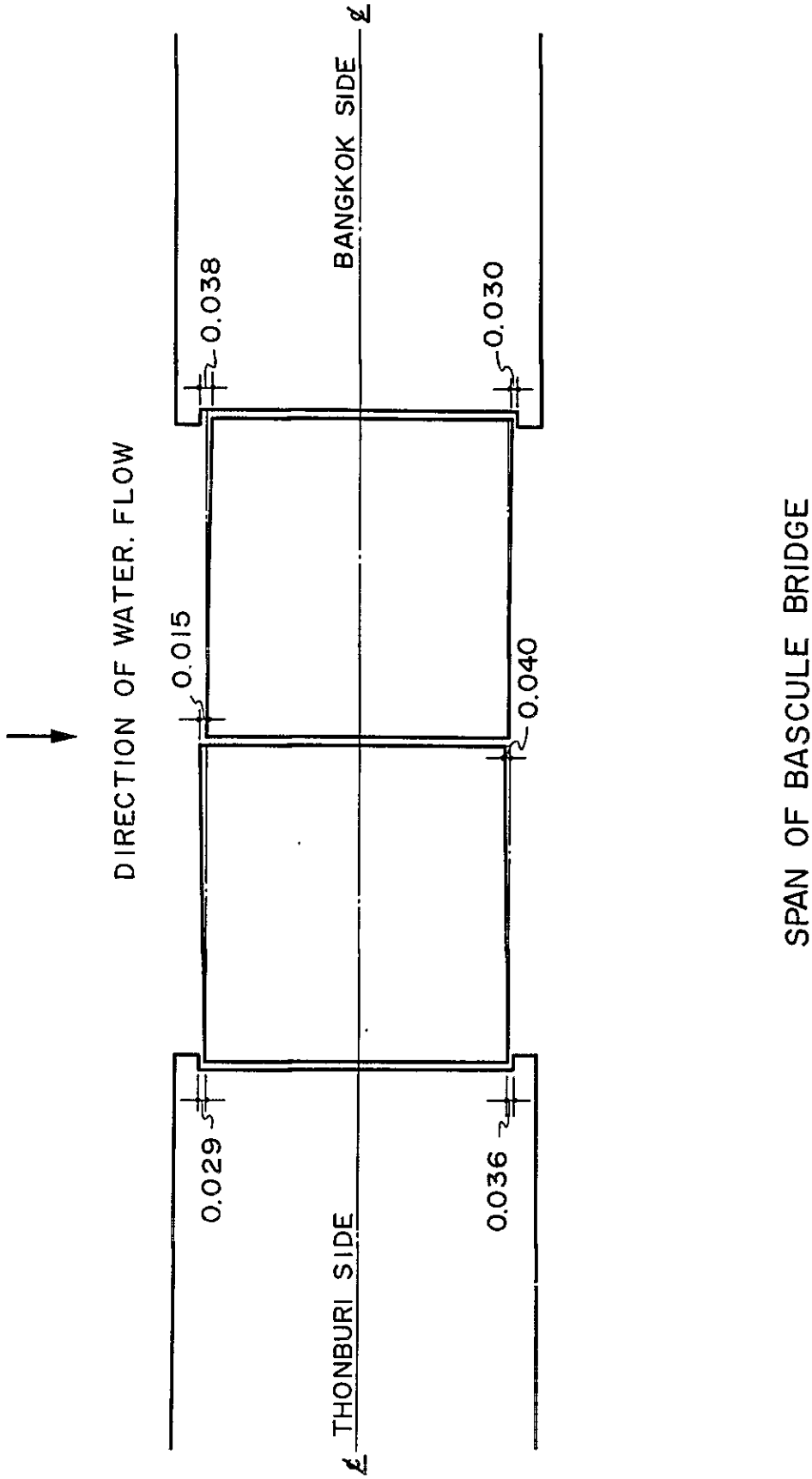


Fig. 3–6.1 PLANE SHIFT VALUES AT THE EACH POINT WHEN THE BRIDGE IS CLOSED

3−8. アプローチ橋梁

3−8−1　Krung Thon 橋

図1−3，図3−5.5の如くBangkok側は単純PC合成ばり（支間24.500 m）と2径間連続RCT桁ラーメン橋（支間4.300m＋12.000 m）及び6径間連続RCT桁ラーメン橋（支間6×6.000m）の組み合せであり、Thonburi側は単純PC合成ばり（支間24.500 m）一連で他は盛土区間となっている。

これらRCスラブのクラック調査結果は、図3−3.2及び3−3.3の如くである。特に6径間連続RCTラーメン桁は主桁間隔4.800 mに対しスラブ厚20cmと他の支間に比較して、うすくひび割れの細網化が進み危険状態となって来たため、1981年8月下旬より一時的に写真に見られる様な支保工を設け、はく離脱落を防止している。（写真3−8.1〜8.6参照）

3−8−2　Krung Thep 橋

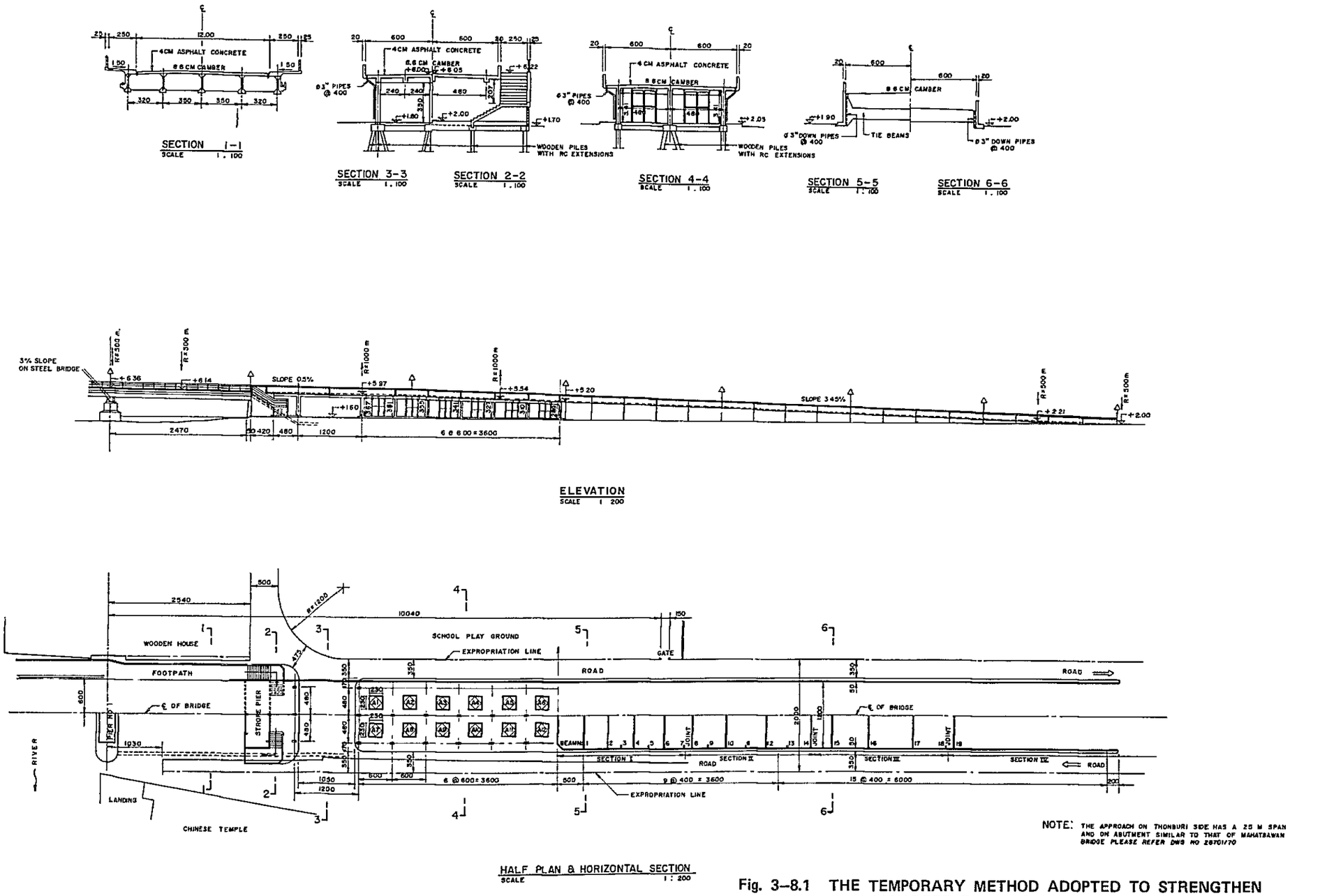
図1−4の如く、Bangkok，Thonburi側共に単純PC合成ばり（支間24.500 m）2連で他は盛土区間となっている。

これらRCスラブのクラック調査結果は図3−3.4の如くである。特にBangkok及びThonburiの両側第一支間は13年前からクラックの細網化が進んで来たため、図3−3.1及び3−3.4に示す様な横梁を原横梁間の中央に設けて、床版の補強を計ると共に、写真に見られる如く、一時的な支保工を各所に設置しスラブ・コンクリートのはく離、脱落防止処置が取られている。（写真3−8.7〜8.10参照）

3−9. 下部構造橋脚軀体及び基礎

Krung Thon，Krung Thep橋共、河中橋脚，陸上橋脚、夫々Visual調査の結果では、ひび割れ等は全く見られない。基礎の河床洗掘について、約2年前調査した結果は図−3−9.3〜3−9.12の通りである。（写真3−9.1〜9.4参照）。

また、基礎橋脚等の不等沈下を調査するための橋面の縦断測量を行ったが、この結果からは橋脚の不等沈下は無いものと推定される。（図3−9.13〜9.14参照）



NOTE: THE APPROACH ON THONBURI SIDE HAS A 25 M SPAN AND ON ABUTMENT SIMILAR TO THAT OF MAHATBAWAN BRIDGE PLEASE REFER DWG NO 2870/170

Fig. 3–8.1 THE TEMPORARY METHOD ADOPTED TO STRENGTHEN THE CONCRETE FLOOR SLAB OF THE APPROACH BRIDGE – KRUNG THON BRIDGE

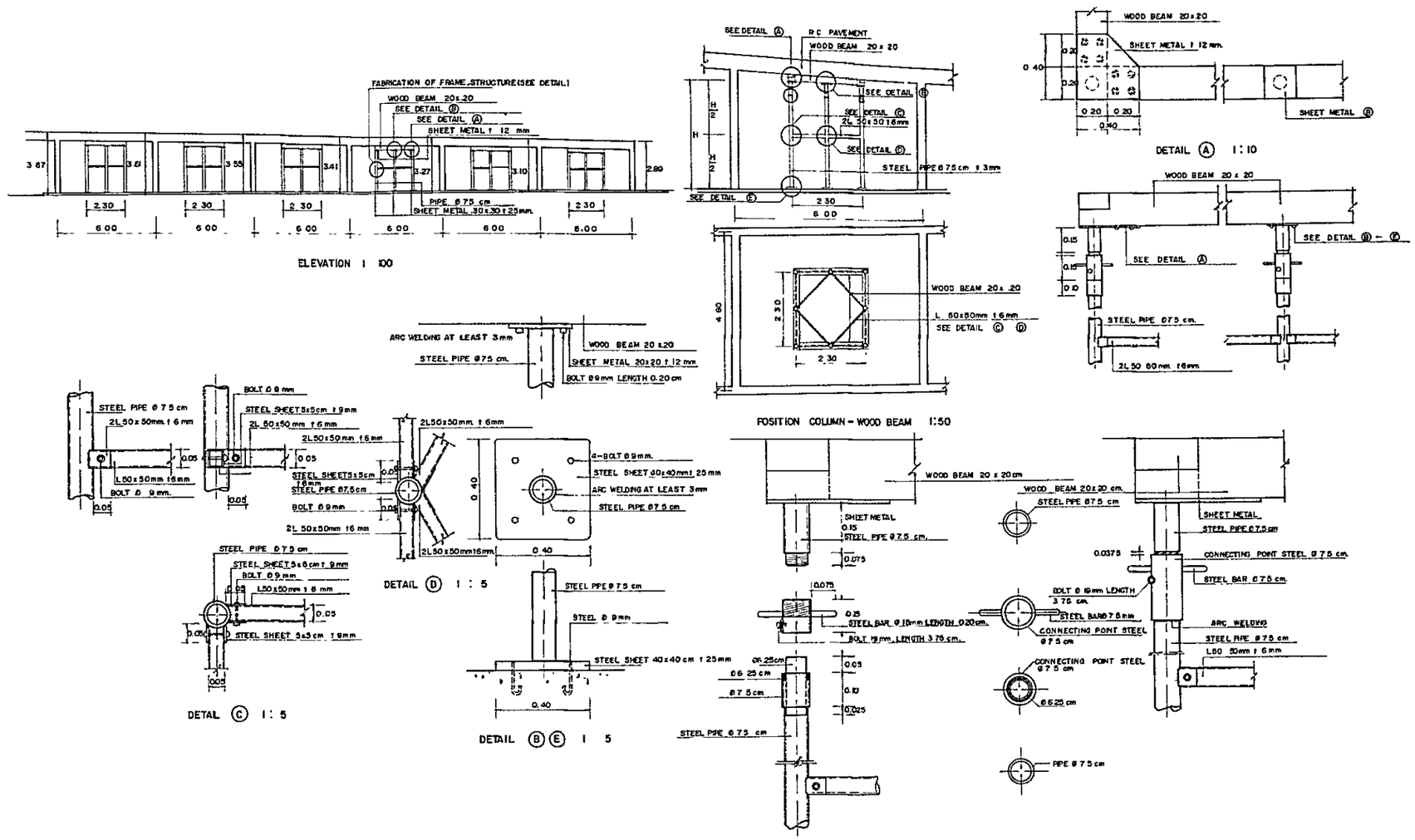
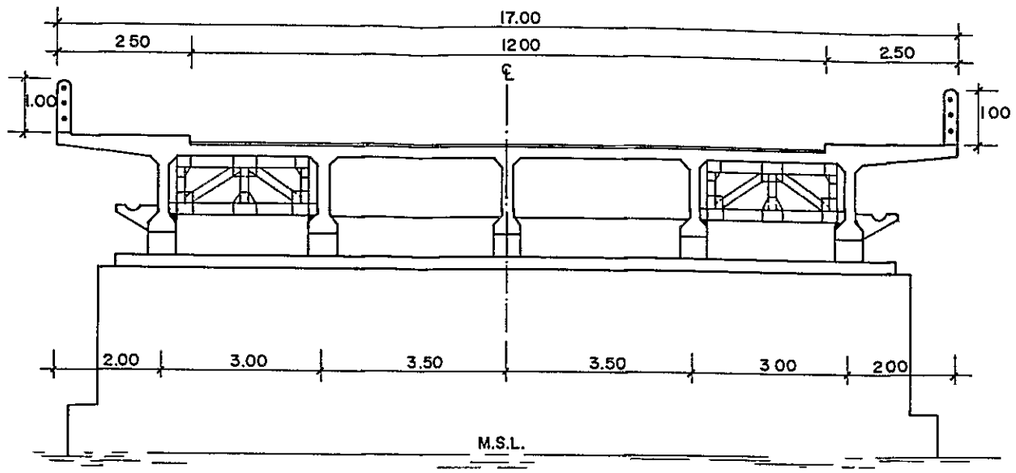
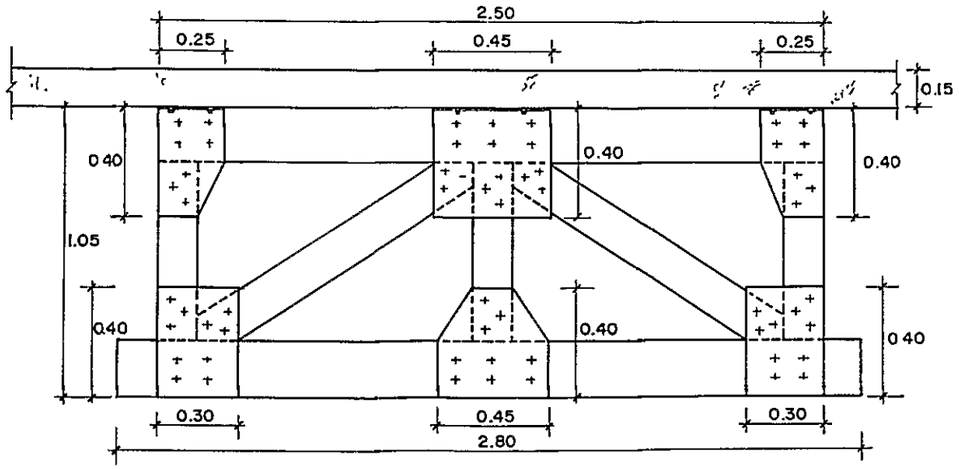


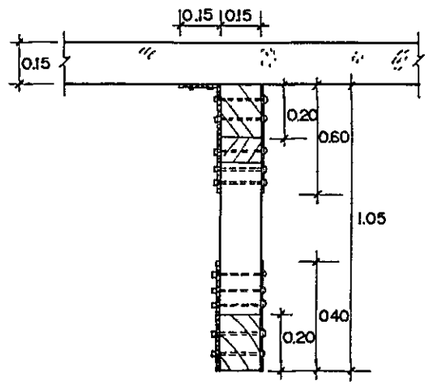
Fig. 3–8.2 THE TEMPORARY METHOD ADOPTED TO STRENGTHEN THE CONCRETE FLOOR SLAB OF THE APPROACH BRIDGE – KRUNG THON BRIDGE



TRANSVERSE CROSS—SECTION OF BRIDGE 1 : 50

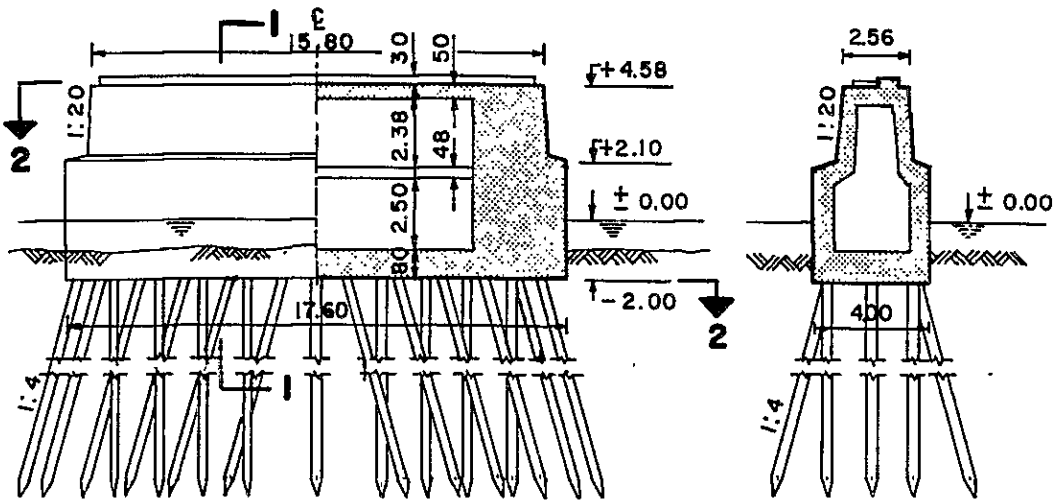


SIDE VIEW OF CRACKS ON TIMBER SUPPORT 1 : 10

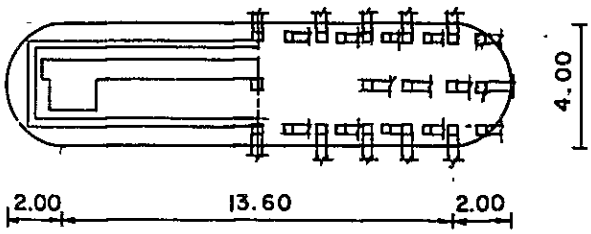


DETAIL OF SUPPORT 1 : 10

Fig. 3–8.3 THE TIMBERING ADOPTED TO STRENGTHEN THE CONCRETE FLOOR SLABS OF THE APPROACH BRIDGE – KRUNG THON BRIDGE AND KRUNG THEP BRIDGE



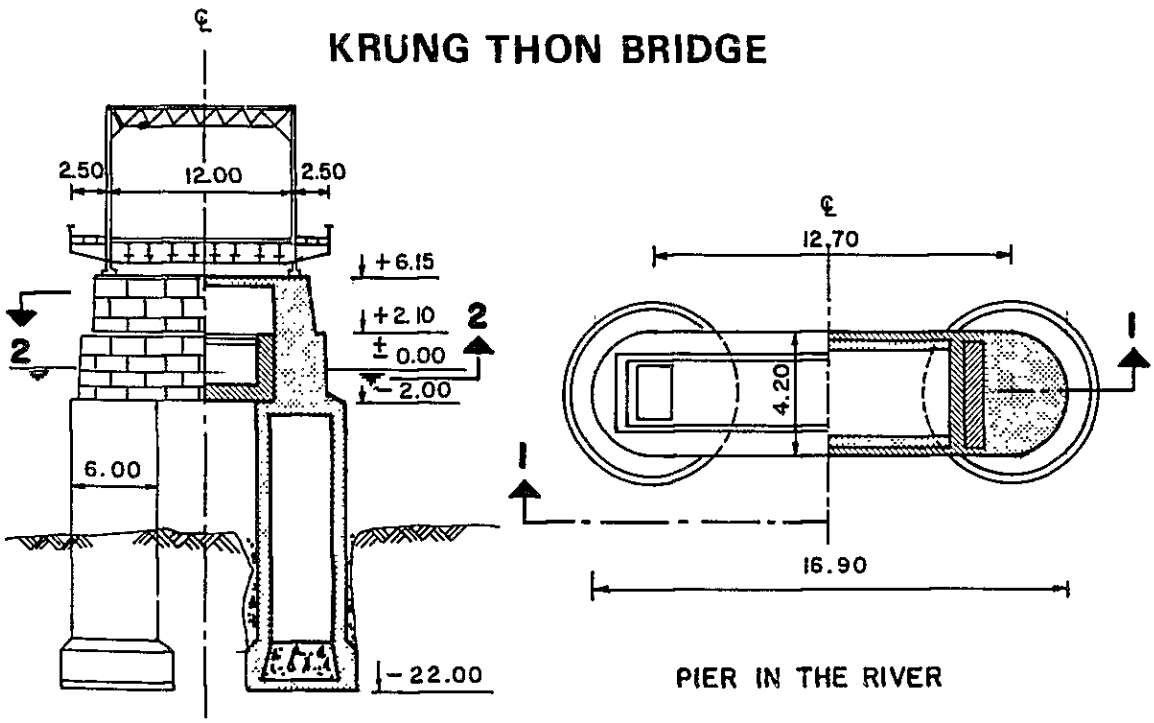
SECTION I-I



PLAN VIEW AND CROSS SECTION

SIDE PIER

KRUNG THON BRIDGE

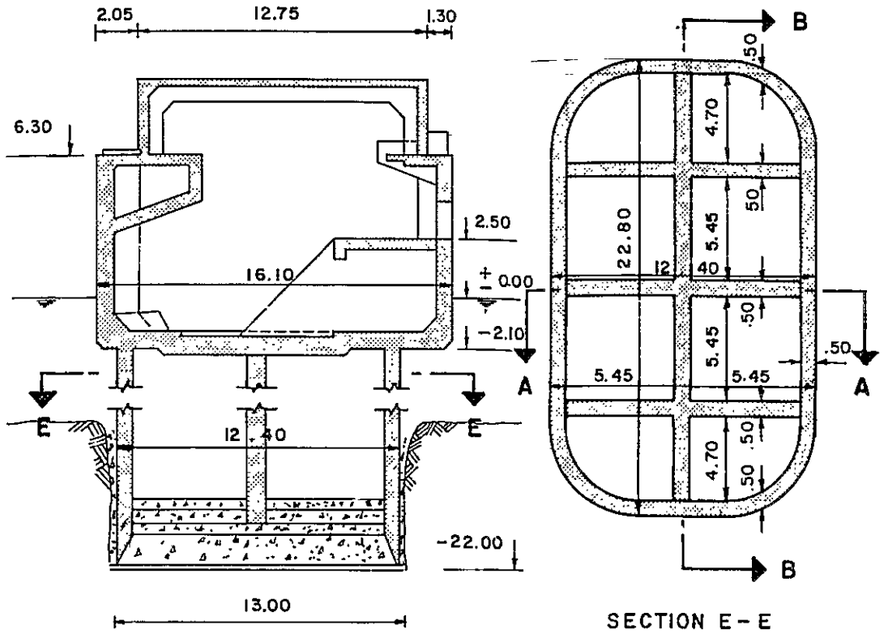


SIDE VIEW AND CROSS SECTION

PIER IN THE RIVER

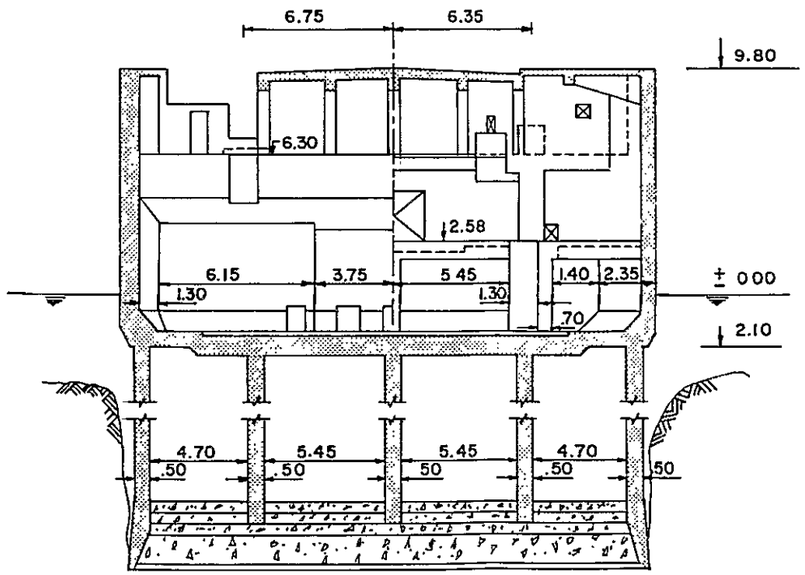
Fig. 3–9.1 THE EXISTING SUBSTRUCTURE OF THE MAIN BRIDGE – KRUNG THON BRIDGE

KRUNG THEP BRIDGE



SECTION E-E

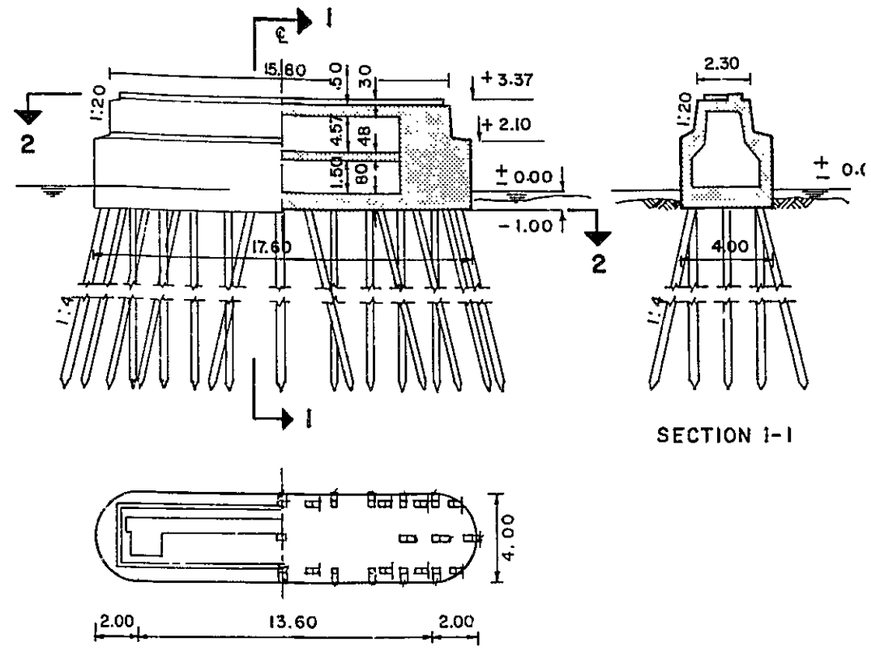
CROSS SECTION OF THE PIER



SECTION B-B

CROSS SECTION OF THE PIER

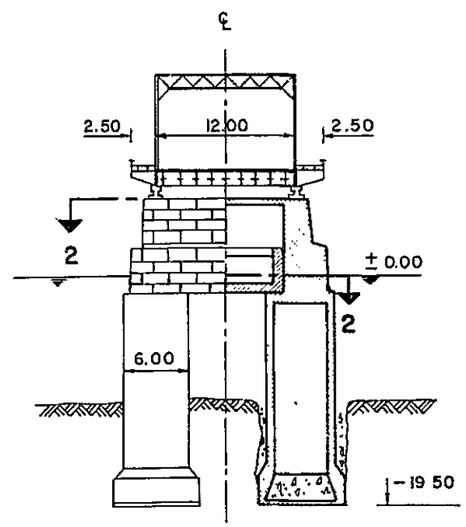
KRUNG THEP BRIDGE



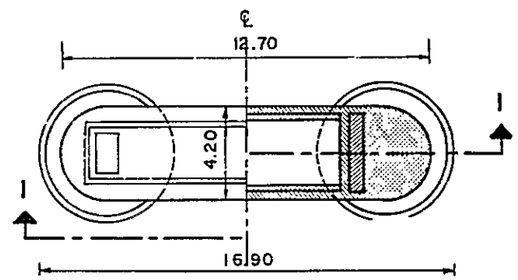
SECTION I-I

SIDE PIER

PLAN VIEW AND CROSS SECTION



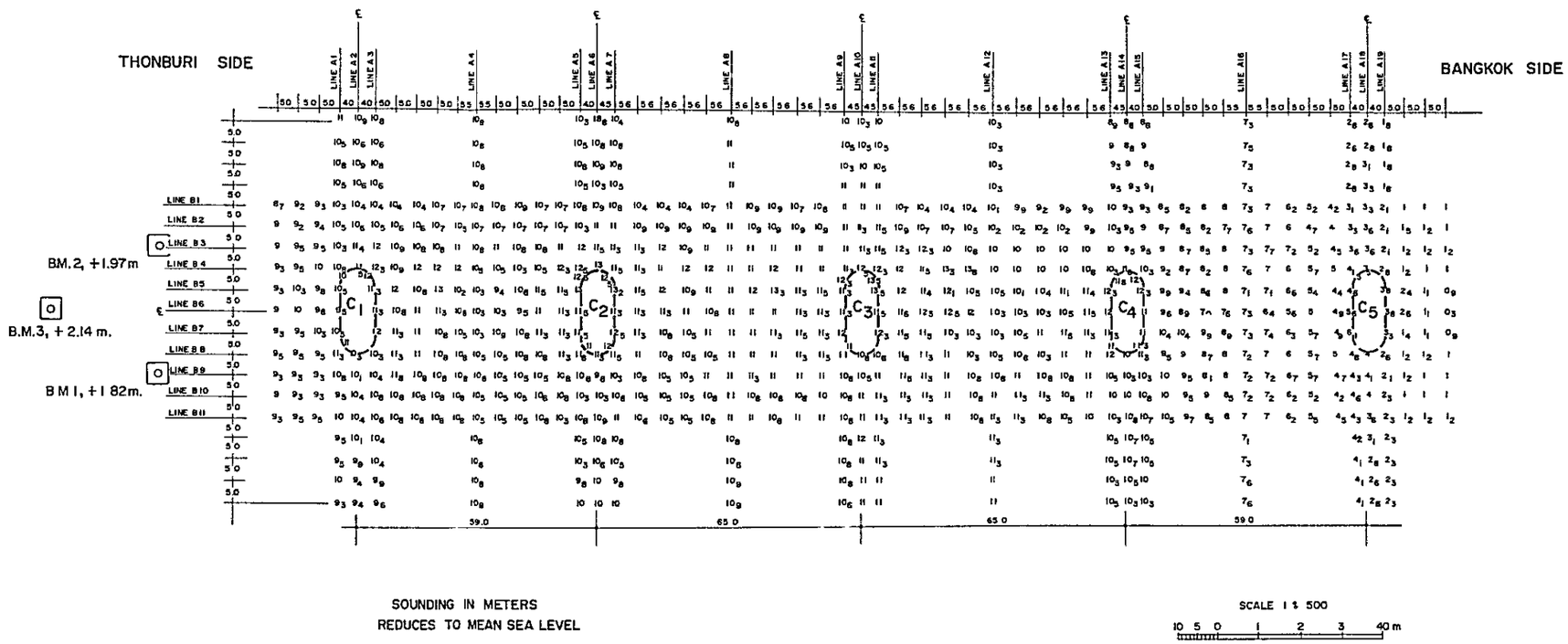
SECTION I-I



PIER IN THE RIVER

SIDE VIEW AND CROSS SECTION

Fig. 3–9.2 THE EXISTING SUBSTRUCTURE OF THE MAIN BRIDGE – KRUNG THEP BRIDGE



SOUNDING IN METERS
REDUCES TO MEAN SEA LEVEL

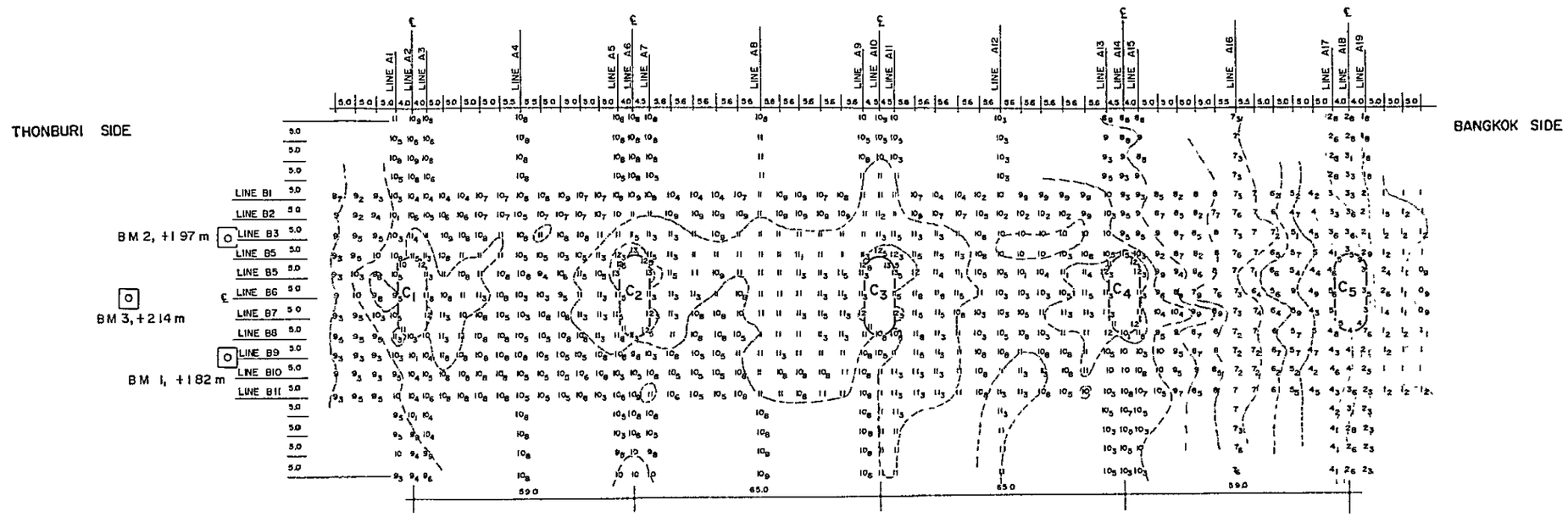
SCALE 1 : 500

10 5 0 1 2 3 40 m

TIDAL DATA HYDROGRAPHIC DEPARTMENT

HIGHEST HIGH WATER	+ 2 42	m
MEAN HIGH WATER	+ 0 92	m.
MEAN SEA WATER	+ 0 00	m.
MEAN LOW WATER	− 0 25	m.
LOWEST LOW WATER	− 1 74	n

Fig. 3–9.3 SPOT ELEVATION ON CHAOPHRAYA RIVER UNDER THE KRUNG THON BRIDGE



CONTOUR	DEPTH
	1 m
	2 m
	3 m
	4 m
	5 m
	6 m
	7 m
	8 m
	9 m
	10 m
	11 m.
	12 m
	13 m

SOUNDING IN METERS
REDUCES MEAN SEA LEVEL

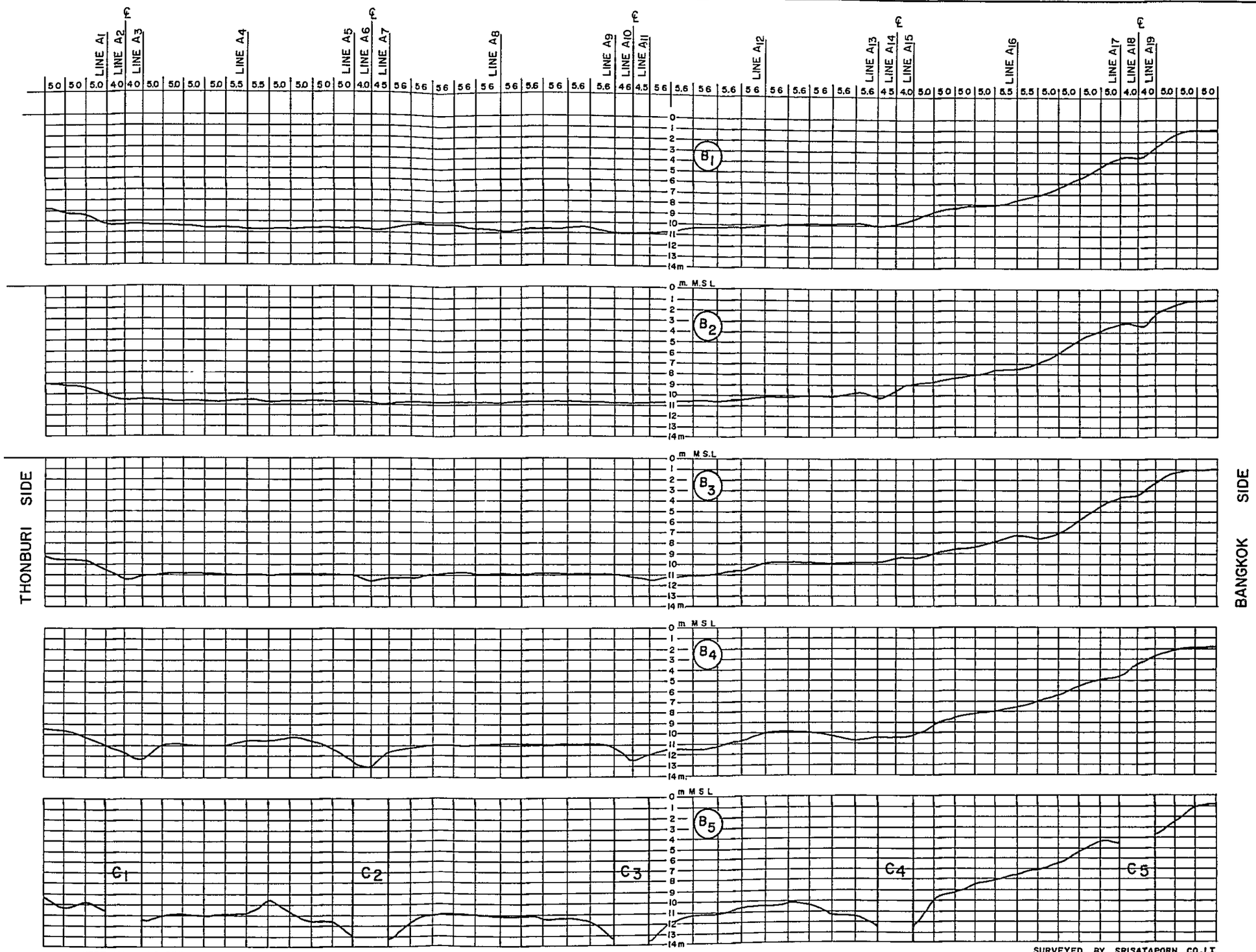
TIDAL DATA HYDROGRAPHIC DEPARTMENT

HIGHEST HIGH WATER	+2 42	m
MEAN HIGH WATER	+0 92	m
MEAN SEA LEVEL	±0 00	m
MEAN LOW WATER	−0 25	m
LOWEST LOW WATER	−1 74	m

SCALE 1 : 500

10 5 0 1 2 3 40 m.

Fig. 3–9.4 CONTOURS CHAOPRAYA RIVER UNDER THE KRUNG THON BRIDGE

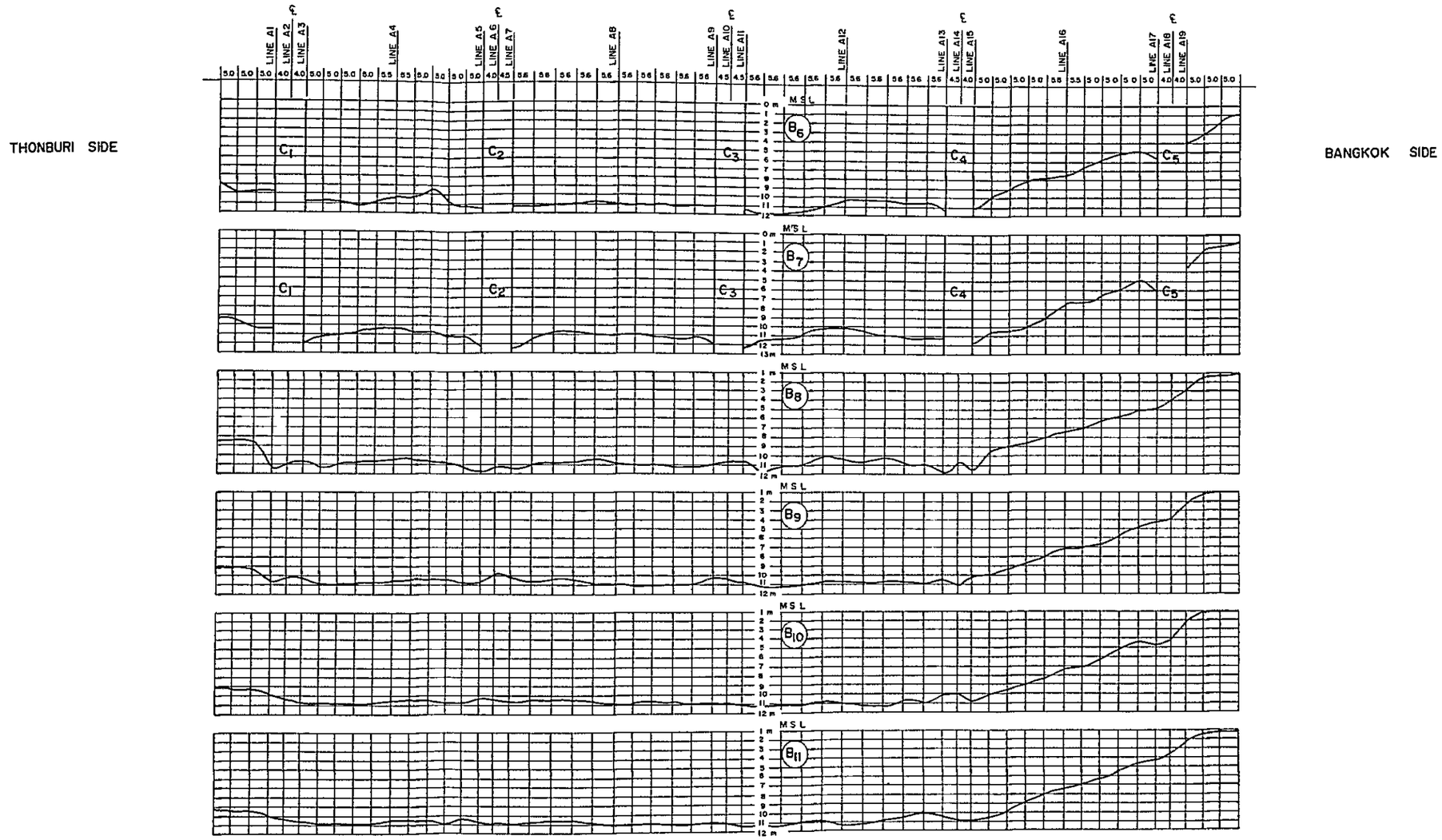


SCALE VERTICAL 1 : 200
HORIZONTAL 1 : 500

PROFILES (LINE $B_1 - B_5$)

SURVEYED BY SRISATAPORN CO.,LT.
OCTOBER 1979

Fig. 3-9.5 PROFILES UNDER THE KRUNG THON BRIDGE (LINE B1 – B5)

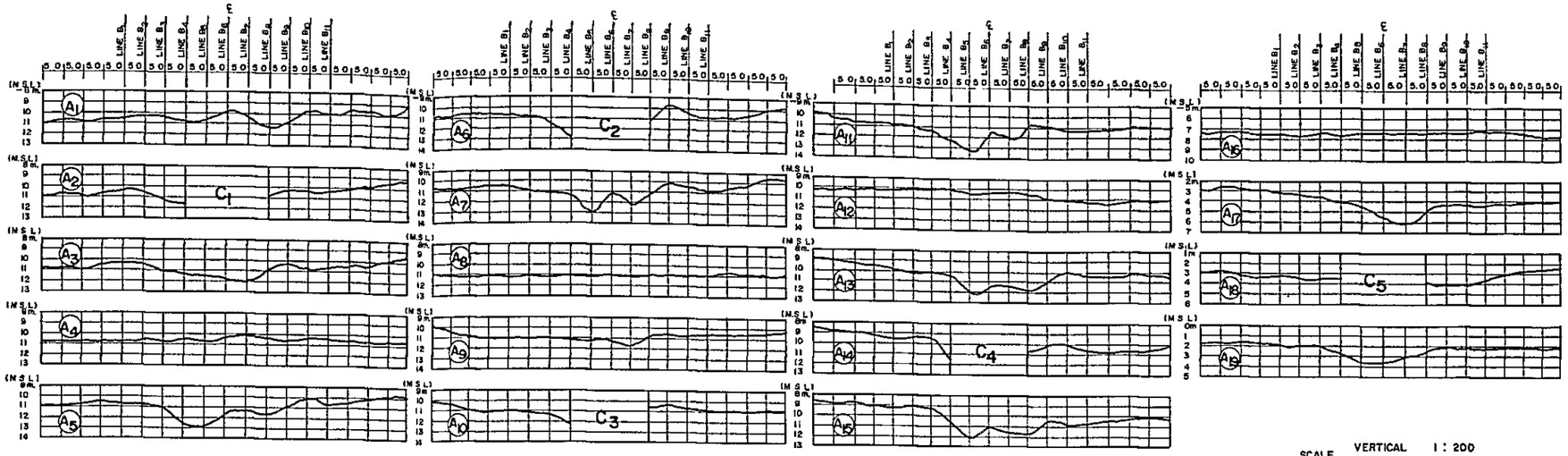


SCALE VERTICAL 1 : 200
HORIZONTAL 1 : 500

PROFILES LINE B6–B11

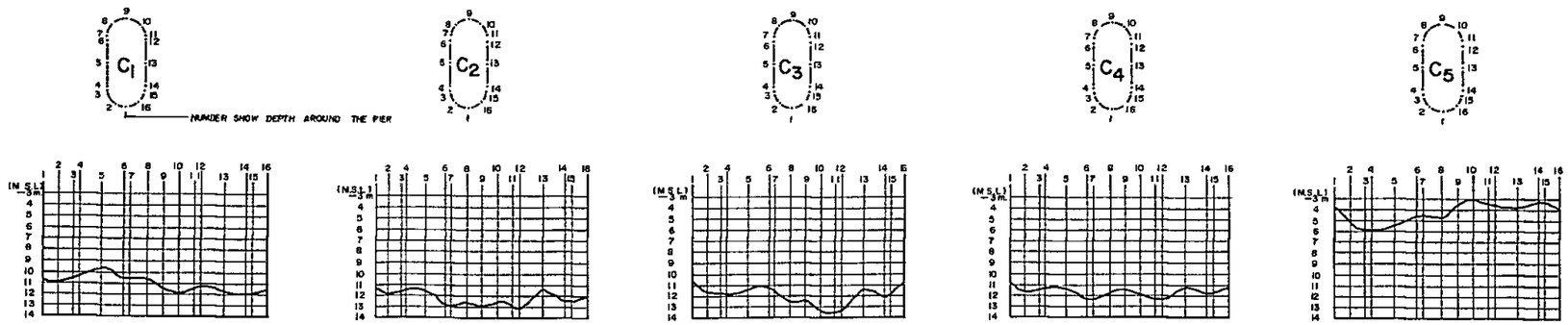
KRUNG THON BRIDGE

Fig. 3–9.6 PROFILES UNDER THE KRUNG THON BRIDGE (LINE B6–B11)



LONGITUDINAL PROFILES (LINE A_1 – A_{19})

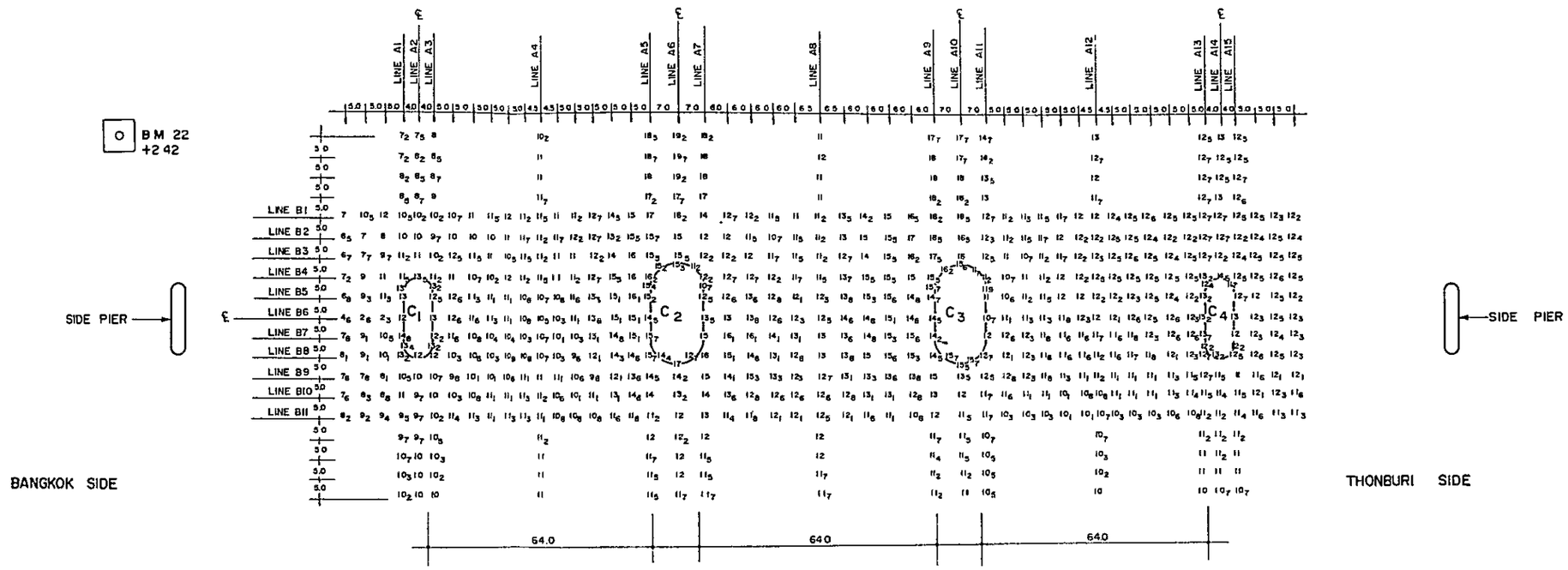
SCALE VERTICAL 1 : 200
HORIZONTAL 1 : 500



PROFILES AROUND THE PIER C_1 – C_5

SURVEYED BY SRISATAPORN CO., LT.
OCTOBER 1979

Fig. 3–9.7 PROFILES UNDER THE KRUNG THON BRIDGE



SOUNDING IN METERS
REDUCES TO MEAN SEA LEVEL

TIDAL DATA SATHUPRADIT STATION

HIGHEST HIGH WATER	+2.17	m
MEAN HIGH WATER	+0.90	m
MEAN SEA LEVEL	±0.00	m.
MEAN LOW WATER	−0.36	m.
LOWEST LOW WATER	−1.72	m.

SCALE 1 : 500

10 5 0 1 2 3 40 m

Fig. 3–9.8 SPOT ELEVATIOM ON CHAO PHRAYA RIVER UNDER THE KRUNG THEP BRIDGE

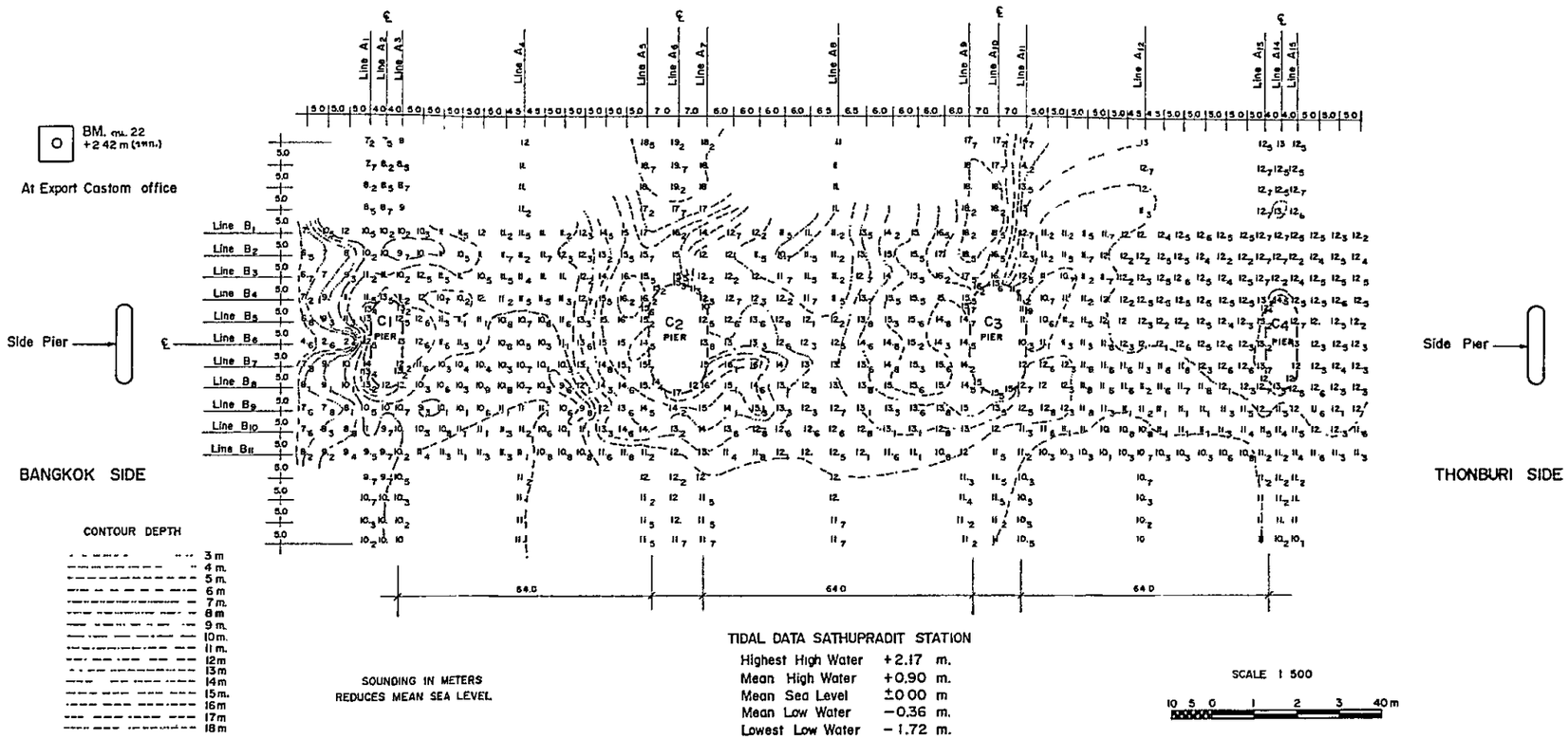
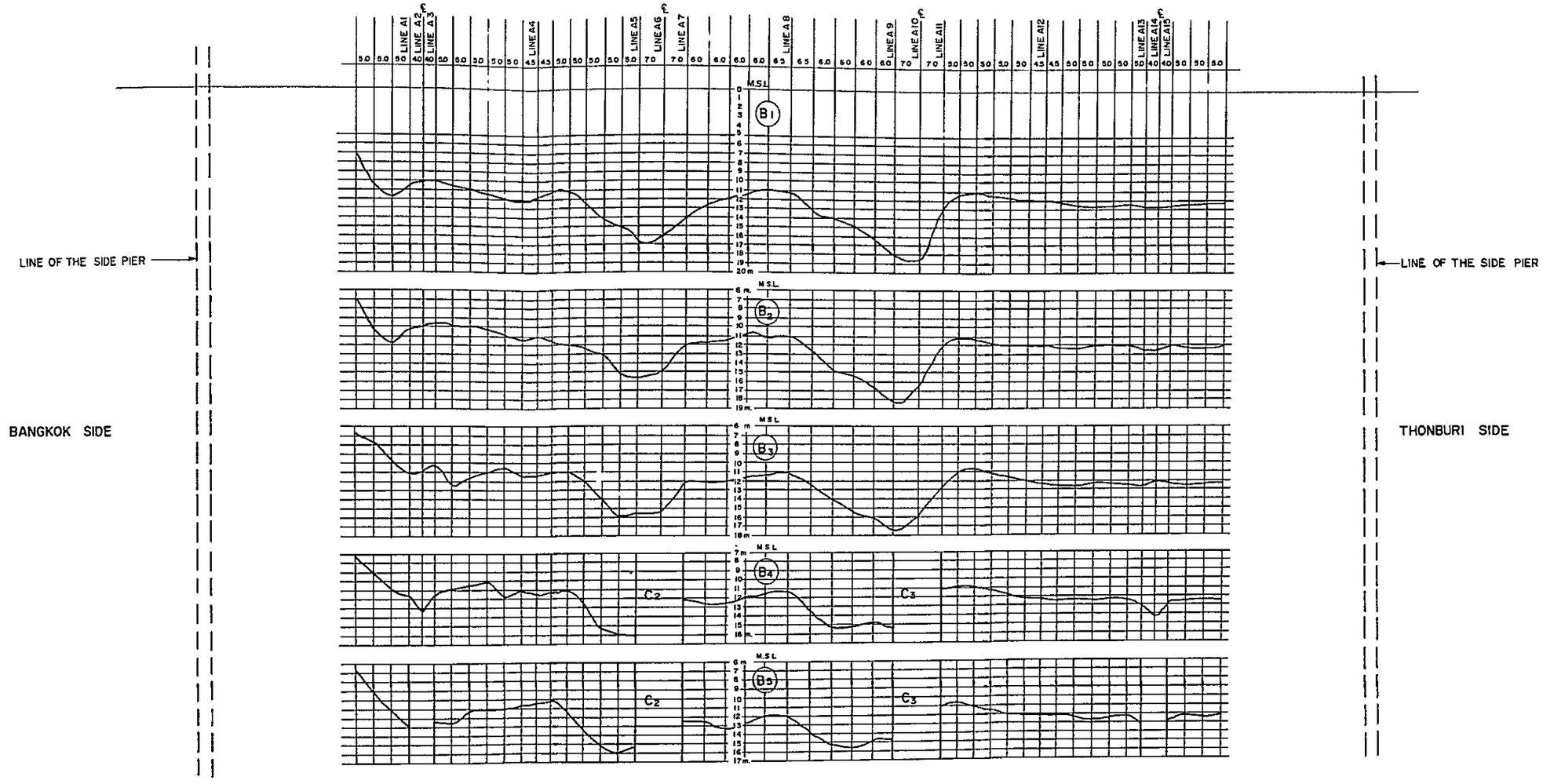


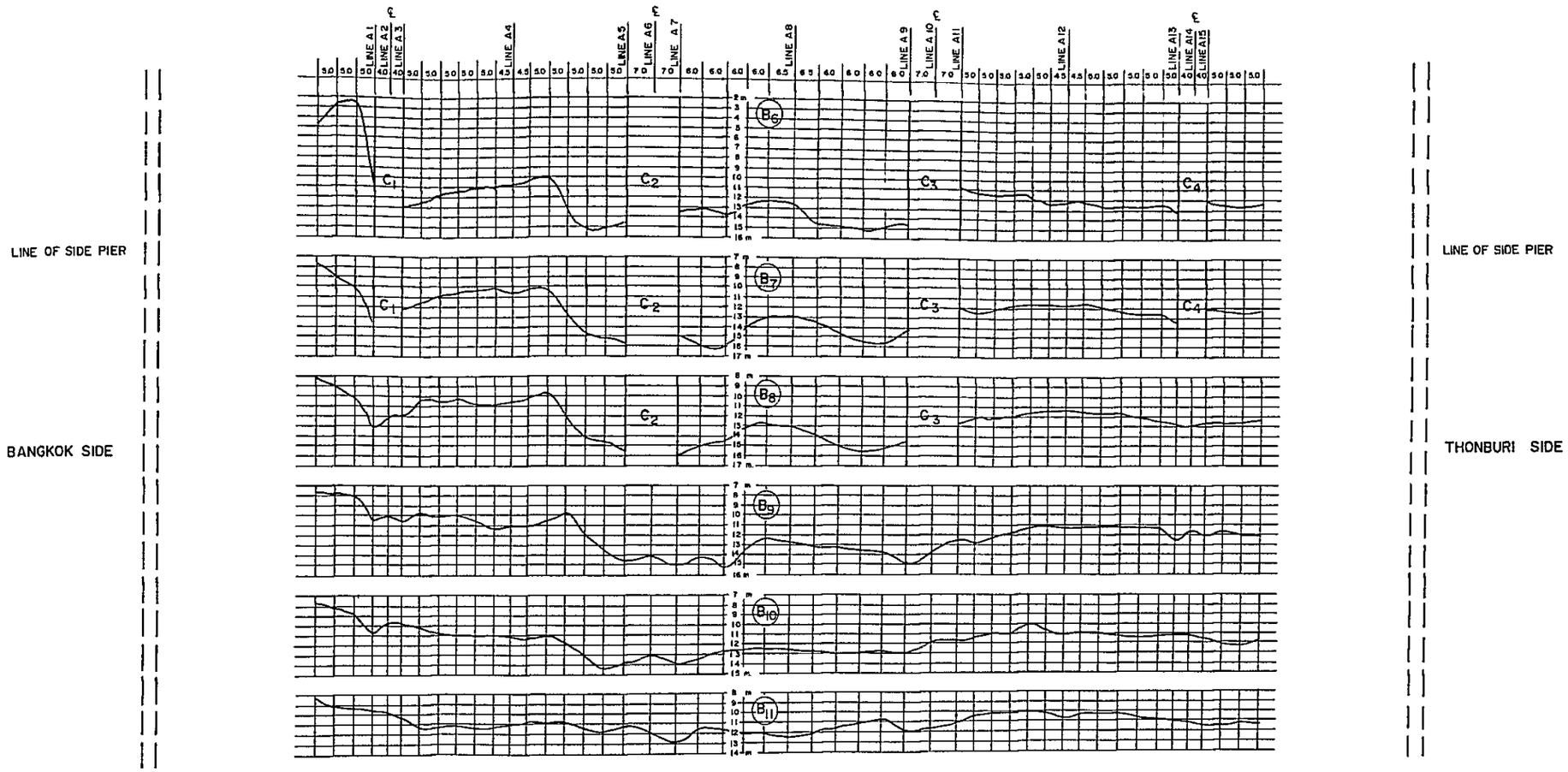
Fig. 3–9.9 CONTOURS CHAO PHRAYA RIVER UNDER THE KRUNG THEP BRIDGE



PROFILES LINE B1–B5

SCALE VERTICAL 1 : 200
HORIZONTAL 1 : 500

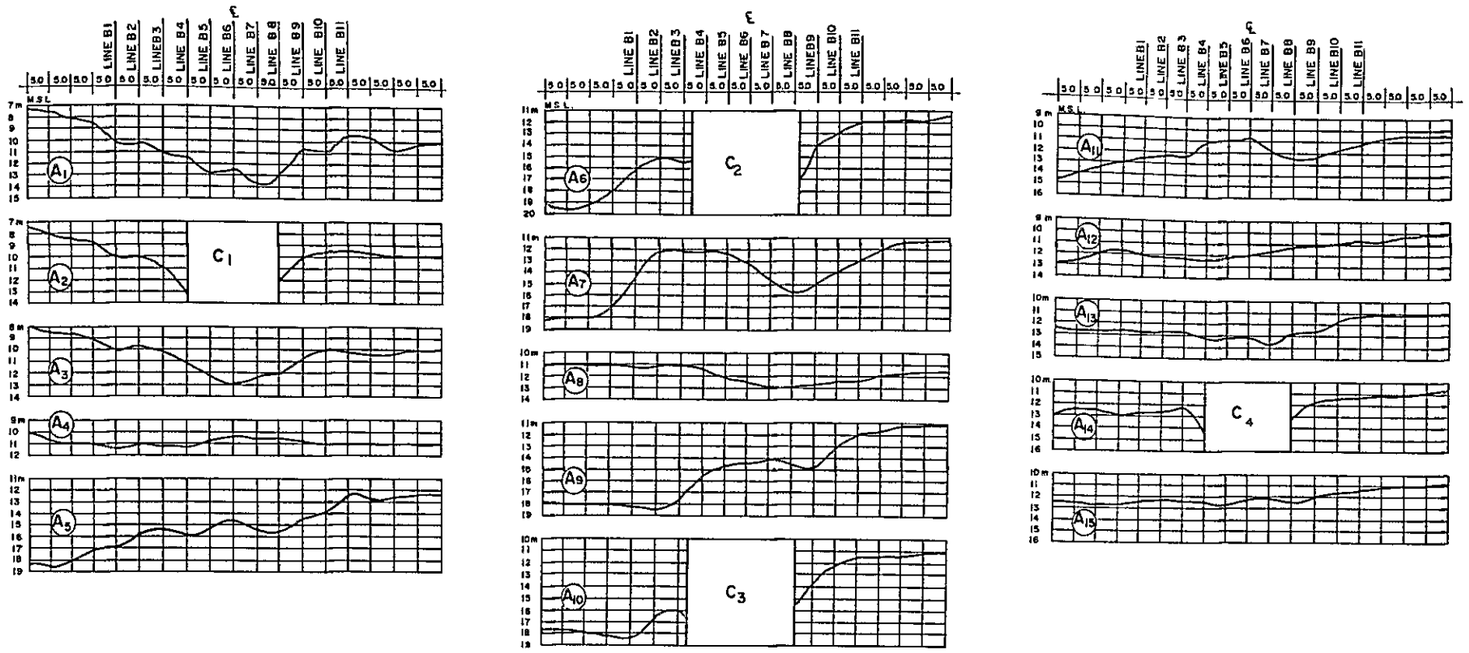
Fig. 3–9.10 PROFILES UNDER THE KRUNG THEP BRIDGE (LINE B1 – B5)



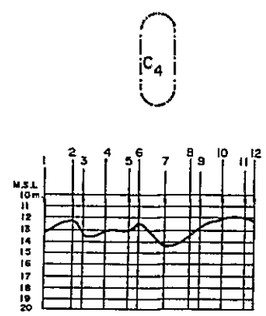
PROFILES LINE B 6–B 11

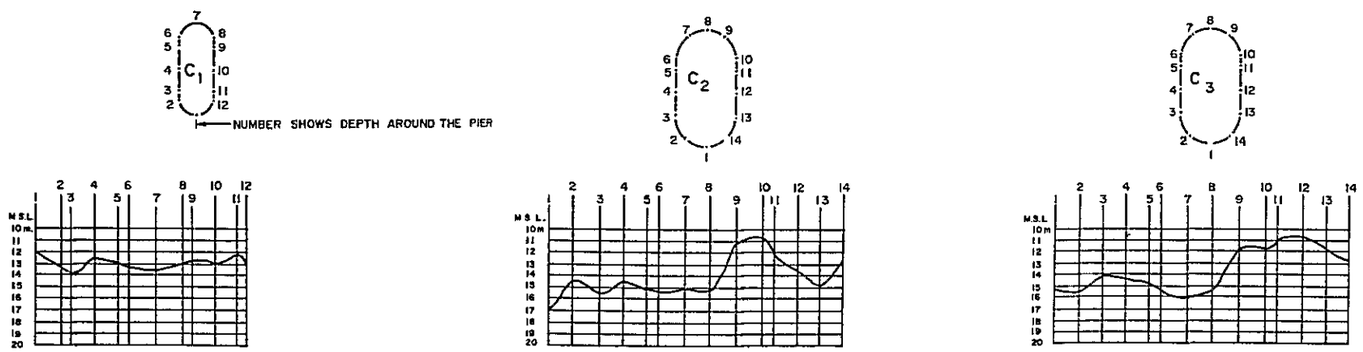
SCALE VERTICAL 1 : 200
HORIZNTAL 1 : 500

Fig. 3–9.11 PROFILES UNDER THE KRUNG THEP BRIDGE (LINE B6 – B11)



LONGITUDINAL PROFILES LINE A1 – A15





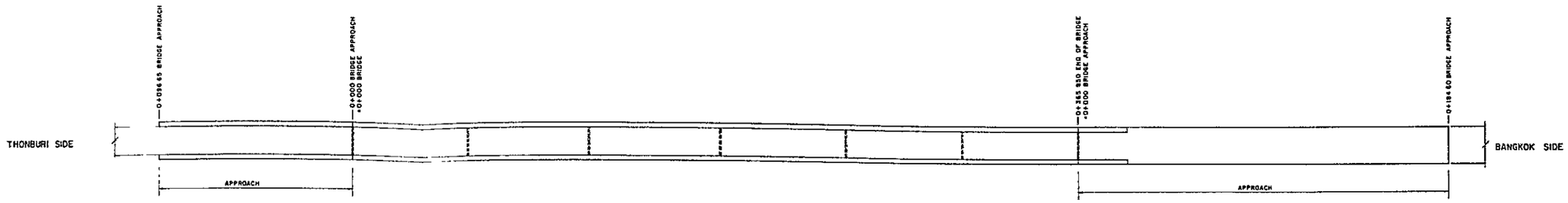
SCALE VERTICAL 1 : 200

HORIZONTAL 1 : 500

PROFILES AROUND THE PIER C1 – C4

Fig. 3–9.12 PROFILES AROUND THE PIER C1 – C4 OF THE KRUNG THEP BRIDGE

KRUNGTHON BRIDGE



PLAN PROFILE

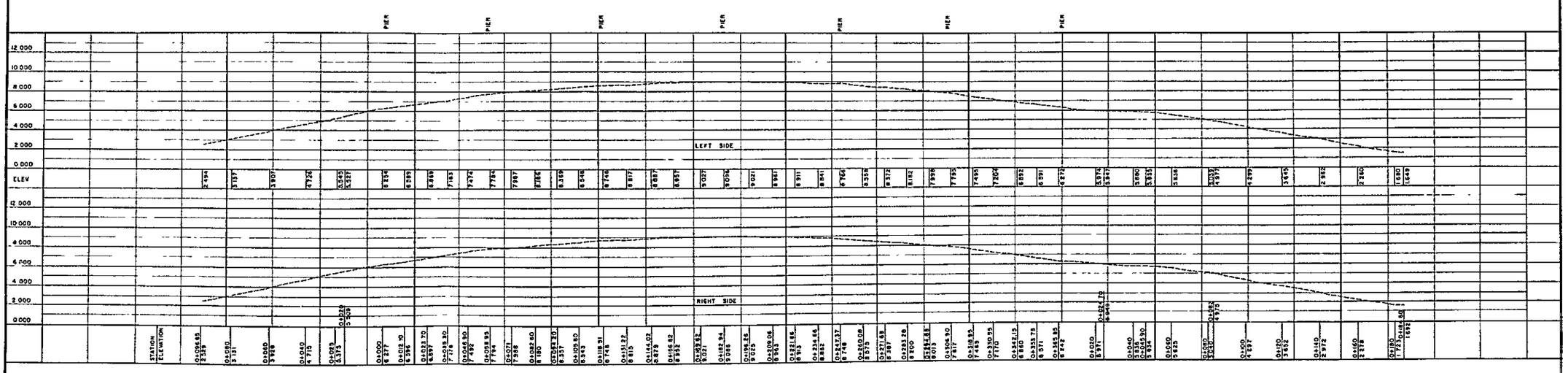
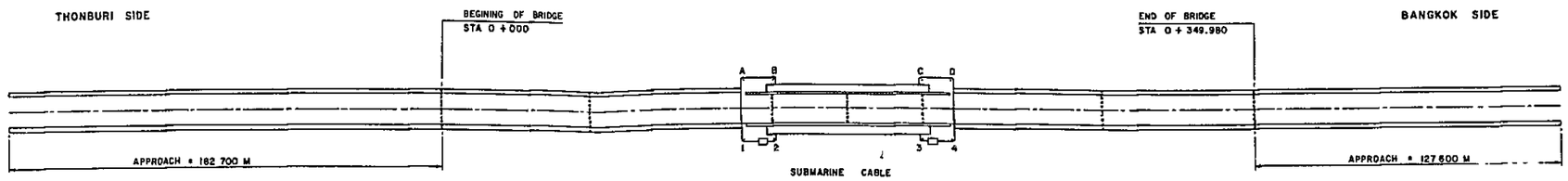


Fig. 3–9.13 LONGITUDINAL ELEVATIONS ON THE CURBSTONE OF THE ROAD SURFACE – KRUNG THON BRIDGE

KRUNGTHEP BRIDGE



PLAN PROFILE

ELEVATION

A = 6 270 M
B = 6 269 M
C = 6 274 M
D = 6 295 M
1 = 6 288 M
2 = 5 286 M
3 = 5 267 M
4 = 6 286 M

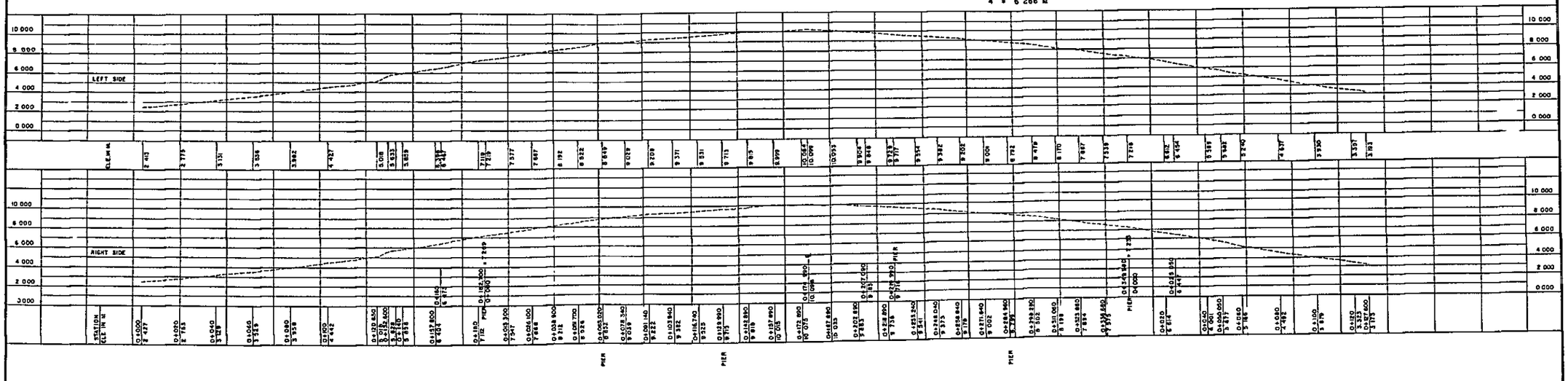


Fig. 3–9.14 LONGITUDINAL ELEVATIONS ON THE CURBSTONE OF THE ROAD SURFACE – KRUNG THEP BRIDGE

第４章　活荷重の検討

第4章　活荷重の検討

4－1. 原設計に用いられた設計荷重と条件

1) One traffic lane shall be reckoned as 3 meters wide.

2) In one traffic lane of each span only two 16-ton standard trucks shall be considered in the design.

3) One heavy 29.25-ton tractor truck with semi-trailer shall be considered on each span, and the space left on the road way shall be considered as full of pedestrians. Uniformly distributed load of 400 kg/m^2 on the road way.

4) Uniformly distributed load of 300 kg/m^2 on the footpaths.
Impact live load stresses, except those due to pedestrians shall be increased by an impact factor.

$$i = \frac{25}{L + 60}$$

where　i = impact factor
　　L = loaded length in meters

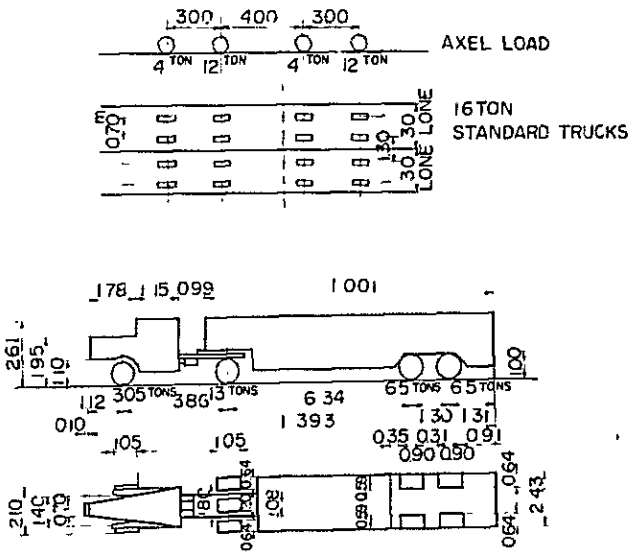


Fig. 4–1.1　29.25 –TON TRACTOR TRUCK

4−2. 活荷重の現況

現在橋梁上を通過することが承認されているトラックの総重量は２１トン以下になっているが、実際に、この制限荷重を有効にコントロールすることは、自動軸重計や迂廻路等、設置施設の関係から考えて、非常に難しいことである。

現在橋梁に最も大きな影響を与えている自動車は１０輪大型トラックであって、これらの総重量は３０ｔ前後のものと推定されている。

また、橋梁の1スパン上に載荷される自動車の最大荷重状況は、タイ国ＰＷＤの観察によると、夫々３０ｔ大型トラック６台が外側レーンに、軽トラック及びその他の車が内側２−レーンに並んだ状況である。

大型車の各軸重量は、図４−２.１に示すようなものと推定される。

3-axle vehicle
Estimated gross weight
27.8 t (max. 39.9 t)

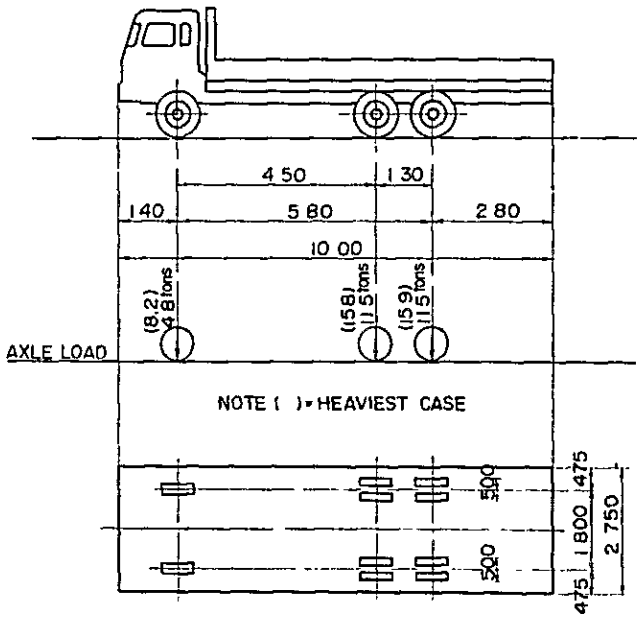


Fig. 4−2.1

4－3. 比較検討荷重

Chao Phraya 河を横断する橋梁のうち、目下建設工事中のSathorn 橋及び、まもなく建設工事の始まる新Memorial 橋の設計は、ＢＳ５４００：Part ２：１９７８"Specification for loads ＨＢ４５"(英国工業規格）の荷重規準によって行われている。

本補強調査の対象となるKrung Thep 橋は将来中環状道路の一環となるものであり、Krung Thon 橋共々、他の橋梁と同一基準に従って、その補強等を考えるのが適当と考えられる。

４－３－１　ＨＡ及びＨＢ荷重

ＨＡ荷重は英国に於ける一般的な交通車輌に関する荷重であって、等分布荷重（ＵＤＬ）と集中荷重（ＫＥＬ）の組合せまたは単独輪荷重から成り立っている。

ＨＢ荷重は英国に於ける公道路橋のための特殊な車輌に関する単位荷重を示し、一般的にはＨＢ２５が考慮されるが、特別な場合にはＨＢ４５まで増加出来る様になっている。構造物はその各部要素を含んで、上記ＨＡ荷重あるいはＨＡ及びＨＢ荷重の組み合せによるいずれか影響の大きな荷重によって設計されるように定められたもので、これらは衝撃荷重を含んだものである。

1）ＨＡ等分布荷重

車道部分の等分布荷重の強度は下表の如く、その loaded length によって変化する。

Loaded Length	Load	Loaded Length	Load	Loaded Length	Load
m	kN/m	m	kN/m	m	kN/m
Up to 30	30.0	73	19.7	160	13.6
32	29.1	76	19.3	170	13.2
34	28.3	79	18.9	180	12.8
36	27.5	82	18.6	190	12.5
38	26.8	85	18.3	200	12.2
40	26.2	90	17.8	210	11.9
42	25.6	95	17.4	220	11.7
44	25.0	100	16.9	230	11.4
46	24.5	105	16.6	240	11.2
49	23.8	110	16.2	255	10.9
52	23.1	115	15.9	270	10.6
55	22.5	120	15.5	285	10.3
58	21.9	125	15.2	300	10.1
61	21.4	130	15.0	320	9.8
64	20.9	135	14.7	340	9.5
67	20.5	140	14.4	360	9.2
70	20.1	145	14.2	380 and above	9.0
		150	14.0		

Note 1 : The loaded length for the member under consideration shall be the base length of the adverse area (see 3.2.5). Where there is more than one adverse area, as for continuous construction, the maximum effect should be determined by consideration of any adverse area or combination of adverse areas using the loading appropriate to the base length of the total combined base lengths.

Note 2 : This Table and Note used from the part 2 of BS 5400, 1978.

2) ＨＡ線荷重（ＫＥＬ）

ＫＥＬ＝１２０ＫＮ×0.0９８＝１1.7６ｔ／lane

＝3.9２ ｔ／m

3) 歩道等活荷重

Elements supporting footpath and cycle tracks only shall be taken as follows:

(a) for loaded lengths of 30 m and under, a uniformly distributed live load of 5.0 kN/m^2.

(b) for loaded lengths in excess of 30 m, k x 5.0 kV/m^2,

where k is the

$$\frac{\text{nominal HA UDL for appropriate loaded length (in kN/m)}}{30\ \text{kN/m}}$$

Special consideration shall be given to the intensity of the live load to be adopted on loaded lengths in excess of 30 m where exceptional crowds may be expected (as, for example, where a footbridge serves a sports stadium).※

※この文章はBS５４００：Part：１９７８から引用である。

歩道Ｐに於ける等分布荷重

loaded length　$\ell \leqq 30\ m$

$P = 5.0 \times 0.098 = 0.49\ t/m^2$

loaded length　$\ell > 30\ m$

$P = 50 \times 0.098K = 0.49K\ t/m^2$

Ｋ値は上式により求められる。

4) Dimensions of ＨＢ Vehicle 及び各軸荷重

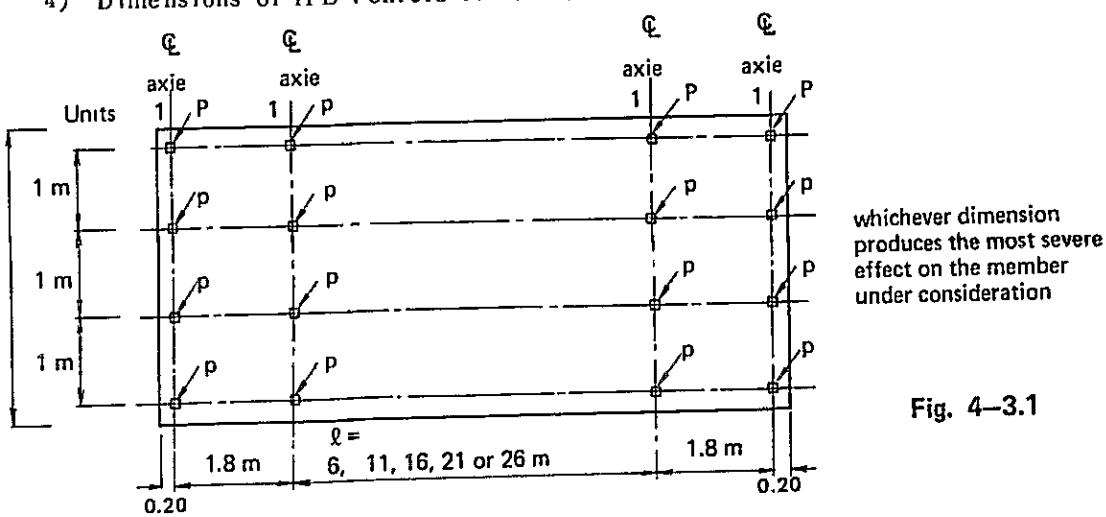


Fig. 4–3.1

ＨＢ４５荷重：Ｐ＝2.5×４５×0.０９８＝１１.０２５ｔ

各軸重　４Ｐ＝４４.１ｔ　　総重量　W_{45}＝１７６.４ ｔ

ＨＢ２５荷重：Ｐ＝2.5×２５×0.０９８＝6.１２５ｔ

各軸重　４Ｐ＝２４.５ｔ　　総重量　W_{25}＝９８.０ｔ

第２車輌と第３車輌の間隔は部材に最も大きな影響を与える距高として、ℓ＝600 mを使用すると車輌の全長は１０.０００ mとなる。

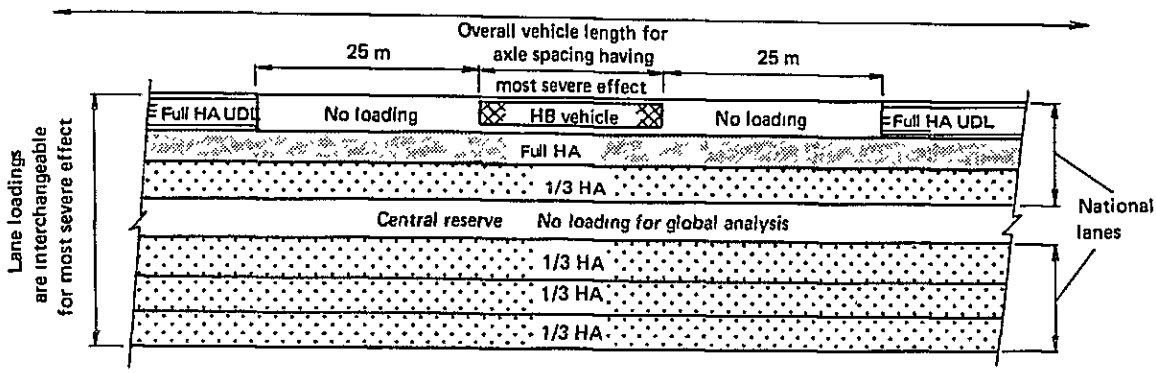
この場合、車輌占有面積の荷重強度は

ＨＢ４５荷重　$P_{45}=\dfrac{176.4}{3.5\times10}=5{,}04\ t/m^2$

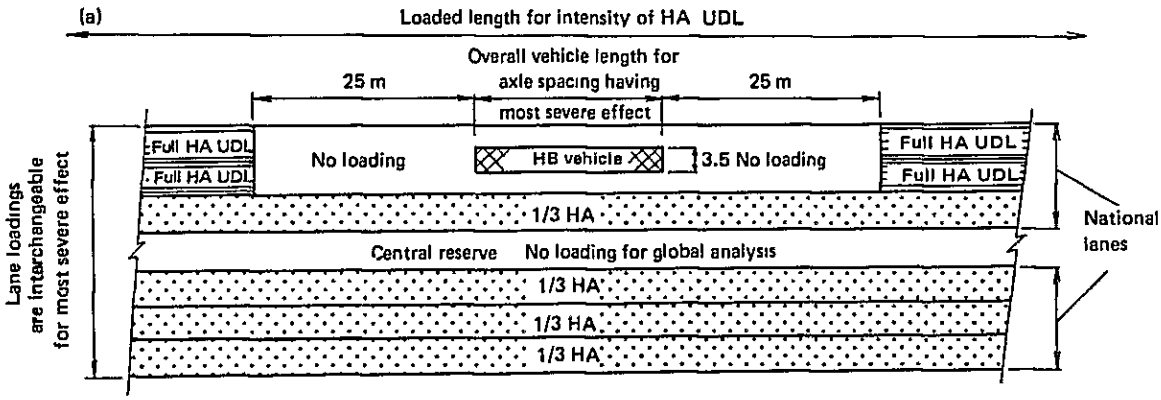
ＨＢ２５荷重　$P_{25}=\dfrac{98.0}{35\times10}=28\ t/m^2$

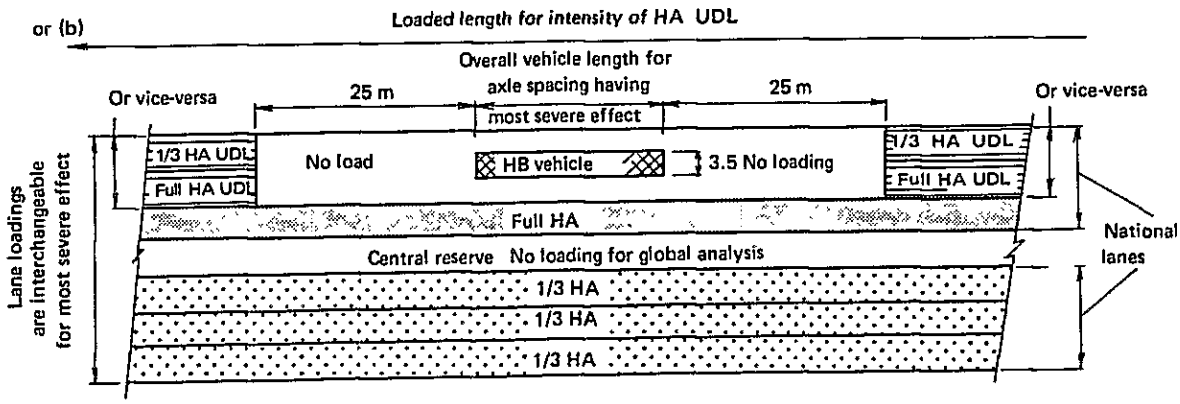
5） ＨＡ荷重及びＨＢ荷重の組合せ載荷方法

(1) HB vehicle within one notional lane



(2) HB vehicle stradding two notional lanes





NOTE 1. The overall length and width of the HB vehicle shall be as specified in 6.3.1.

NOTE 2. Unless otherwise stated, type HA loading includes both uniformly distributed loading (UDL) and knife edge loading (KEL).

Fig. 4–3.2 TYPE HA AND HB HIGHWAY LOADING IN COMBINATION

第５章　上部構造の応力度検討

第５章　上部構造の応力度検討

本章に於いては、前章に於いて検討された活荷重に基いて、現橋の各部材に生ずるオーバー・ストレスの状況を調査し、この結果により、現橋の補強必要ケ所，補強方法等を検討する。

基本的にはＨＢ２５荷重によって応力計算を行い、ＨＢ４５による値を参考のため付記した。

5－1. 活荷重

ＢＳ５４００：Part 2，１９７８

ＨＢ荷重（２５Unit 及び４５Unit）による。

5－2. 鋼材の許容応力度

Krung Thon 橋，Krung Thep 橋共に、その橋体鋼材は、日本のＪＩＳ規格に基いて、製造されたものが使用されている。

また、日本に於いても、車輌荷重の増大化に伴い、過去に建設された古い基準に依る橋の耐荷力や、補強、荷重制限に関することが問題になって来た。

建設省はこれらを特別テーマに取り上げ、１９６５年頃から、土木研究所が主体となって、数多い橋梁の載荷試験や解析を行って来ている。

これらはスラブ，床版構造（Stringer，Gross Beam），Main Beam（Plate Girder，Trussed Beam）に区別し、実際荷重による計算値と応力度測定値とを、比較したものである。（附録５－２.１参照）

本二橋に於ける各部の補強の必要性の有無も、これらの資料に基づいて推定することとしたため、鋼材の許容応力度は、日本道路協会制定"道路橋示方書，同解説"１９８０年２月の基準に従うものとした。

1）構造用鋼材の許容応力度（ＳＳ４１）

a）軸方向引張応力度

$$\sigma_{ca} = 1{,}400\ kg/cm^2$$

b）軸方向圧縮応力度

$$\frac{\ell}{r} \leqq 20 \qquad \sigma_{ca} = 1{,}400\ kg/cm^2$$

$$20 < \frac{\ell}{r} \leqq 93 \qquad \sigma_{ca} = 1{,}400 - 84\left(\frac{\ell}{r} - 20\right)$$

$$93 < \frac{\ell}{r} \qquad \sigma_{ca} = \frac{120 \times 10^6}{6{,}700 + \left(\frac{\ell}{r}\right)^2}$$

ℓ：部材の有効座屈長（cm）

r：部材の総断面の断面二次半径（cm）

c) 許容曲げ圧縮応力度

圧縮フランジがコンクリート床版などで直接固定されている場合

$\sigma_{ca} = 1{,}400\ kg/cm^2$

その他の場合

$\frac{Aw}{Ac} \leqq 2\ ;\ \frac{\ell}{b} \leqq 4.5$　　$\sigma_{ca} = 1{,}400\ kg/cm^2$

$4.5 < \frac{\ell}{b} \leqq 30$　　$\sigma_{ca} = 1{,}400 - 24\left(\frac{\ell}{b} - 4.5\right)$

$\frac{Aw}{Ac} > 2\ ;\ \frac{\ell}{b} \leqq \frac{9}{K}$：　　$\sigma_{ca} = 1{,}400$　　〃

$\frac{9}{K} < \frac{\ell}{b} \leqq 30$　　$\sigma_{ca} = 1{,}400 - 12\left(K\frac{\ell}{b} - 9\right)$

Aw：腹板の総断面積（cm^2）

Ac：圧縮フランジの総断面積（cm^2）

ℓ：圧縮フランジの固定点間距離（cm）

b：圧縮フランジ幅（cm）

$$K = \sqrt{3 + \frac{Aw}{2Ac}}$$

d) せん断応力度

$T_a = 800\ kg/cm^2$

2) リベットの許容応力度

SV34

せん断応力度	(Ta)
工場リベット	1100 kg/cm^2
現場リベット	1100 kg/cm^2

3) アンカーボルトなどの許容応力度

	SS41	S35C
アンカーボルト	600 kg/cm^2	800 kg/cm^2
ピ　ン	1000 kg/cm^2	1400 kg/cm^2
仕上げボルト	900 kg/cm^2	1200 kg/cm^2

5−3. Trussed Beamの応力度

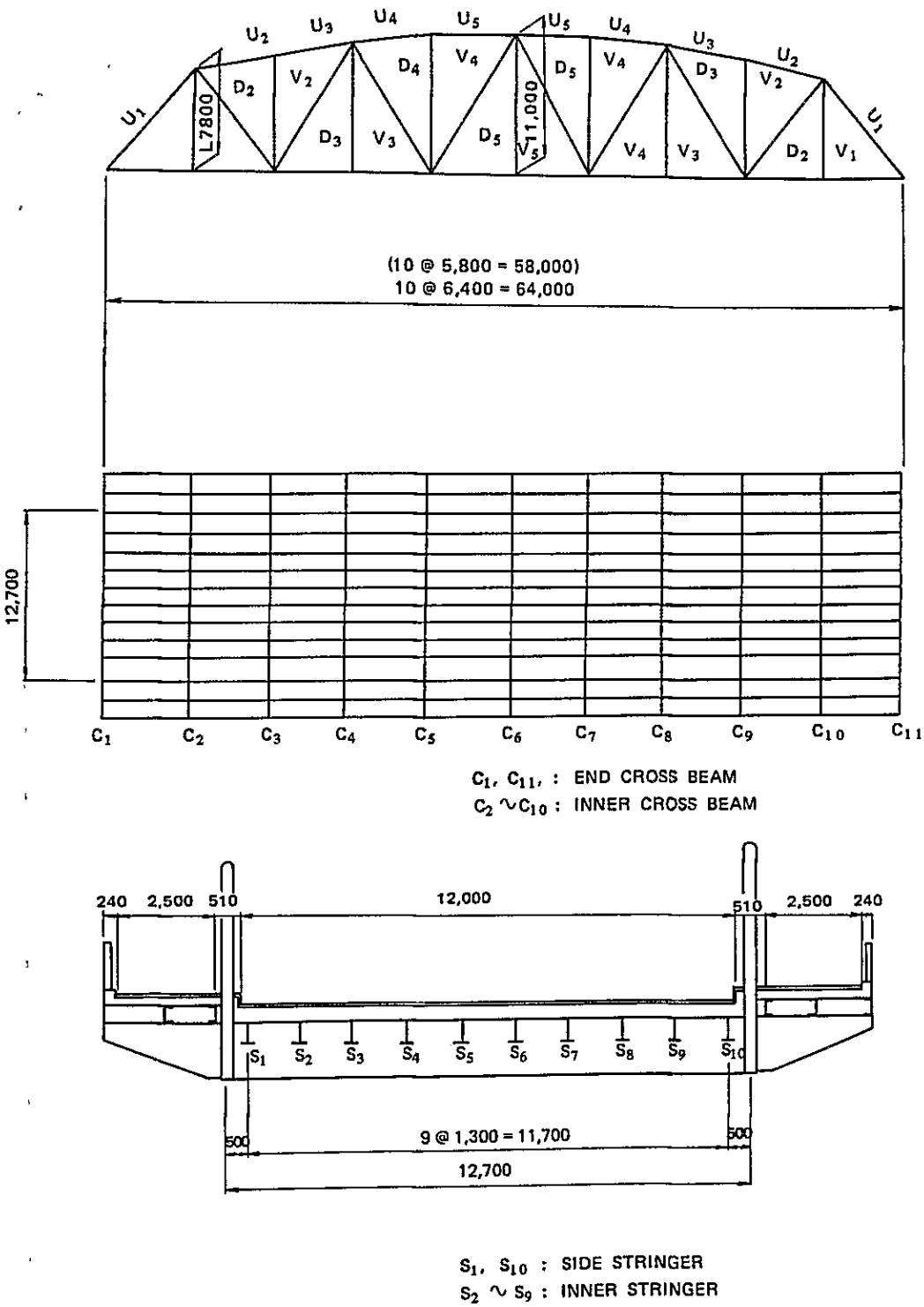


Fig. 5−3.1

1) Trussed Beam部材の応力度（支間 6400 m）

Table 5-3.1

Unit kg/cm²
( ) shown for HB-45 loading

Member \ Stress		Dead Load Stress	Live Load Stress	Total Stress	Allowable Stress	Over Stress %	Remarks
Inner stringer		288	(2131) 1184	(2419) 1472	1400	(72.8) 5.1	
Side stringer		288	(1667) 950	(1955) 1238	"	(39.6) -	
Inner Cross Beam	σ_c	393	(1187) 826	(1580) 1219	"	(12.9) -	
	σ_t	452	(1365) 950	(1817) 1402	"	(29.8) 0.1	
End Cross Beam	σ_c	265	(1287) 858	(1552) 1123	"	(10.9) -	
	σ_t	304	(1475) 983	(1779) 1287	"	(27.1) -	
Main Truss Upper Chord	U_1	621	(552) 396	(1173) 1017	1139	(3.0) -	
	U_2	723	(537) 365	(1260) 1088	1309	(-) -	
	U_3	719	(533) 363	(1252) 1082	1313	(-) -	
	U_4	756	(544) 382	(1300) 1138	1295	(0.4) -	
	U_5	754	(544) 380	(1998) 1134	1296	(0.2) -	
Main Truss Lower Chord	L_1, L_2	700	(519) 373	(1219) 1073	1400	(-) -	
	L_3, L_4	821	(601) 424	(1422) 1245	"	(1.6) -	
	L_5	908	(646) 454	(1554) 1362	"	(11.0) -	
Main Truss Diagonal Member	D_2	837	(710) 504	(1547) 1341	"	(10.5) -	
	D_3	516	(569) 402	(1085) 918	931	(16.5) -	
	D_4	433	(751) 525	(1184) 958	1400	(-) -	
	D_5	125	(620) 425	(745) 550	876	(-) -	
Main Truss Vertical Member	V_1, V_3, V_5	584	(944) 622	(1528) 1206	1400	(9.1) -	
	V_2	202	(150) 102	(352) 304	"	(-) -	
	V_4	258	(186) 130	(444) 388	"	(-) -	

2) Trussed Beam 部材の応力度 (支間 58.00 m)

Table 5-3.2

Unit kg/cm²
( ) shown for HB-45 loading

Member \ Stress		Dead Load Stress	Live Load Stress	Total Stress	Allowable Stress	Over Stress %	Remarks
Inner stringer		200	(1853) 1029	(2053) 1229	1400	(46.6) -	
Side stringer		200	(1441) 824	(1647) 1024	"	(17.6) -	
Inner Cross Beam	σ_c	793	(1255) 873	(1648) 1266	"	(17.7) -	
	σ_t	451	(1441) 1002	(1892) 1453	"	(35.1) 3.8	
End Cross Beam	σ_c	212	(1138) 756	(1350) 968	"	(-) -	
	σ_t	243	(1306) 868	(1549) 1111	"	(10.6) -	
Main Truss Upper Chord	U_1	618	(511) 363	(1129) 981	1108	(1.9) -	
	U_2	650	(564) 396	(1214) 1046	1305	(-) -	
	U_3	642	(558) 391	(1200) 1033	1308	(-) -	
	U_4	684	(579) 405	(1263) 1089	1292	(-) -	
	U_5	679	(576) 403	(1255) 1082	1293	(-) -	
Main Truss Lower Chord	L_1, L_2	740	(608) 434	(1348) 1174	1400	(-) -	
	L_3, L_4	842	(779) 506	(1621) 1348	"	(15.8) -	
	L_5	829	(694) 487	(1523) 1316	"	(8.8) -	
Main Truss Diagonal Member	D_2	845	(735) 519	(1580) 1364	"	(12.9) -	
	D_3	492	(624) 438	(1116) 930	948	(17.7) -	
	D_4	315	(639) 444	(954) 759	1400	(-) -	
	D_5	102	(584) 404	(686) 506	892	(-) -	
Main Truss Vertical Member	V_1, V_3, V_5	522	(959) 638	(1481) 1160)	1400	(5.8) -	
	V_2	136	(118) 83	(254) 219	"	(-) -	
	V_4	140	(118) 83	(258) 223	"	(-) -	

5−4. Bascule Bridge の応力度

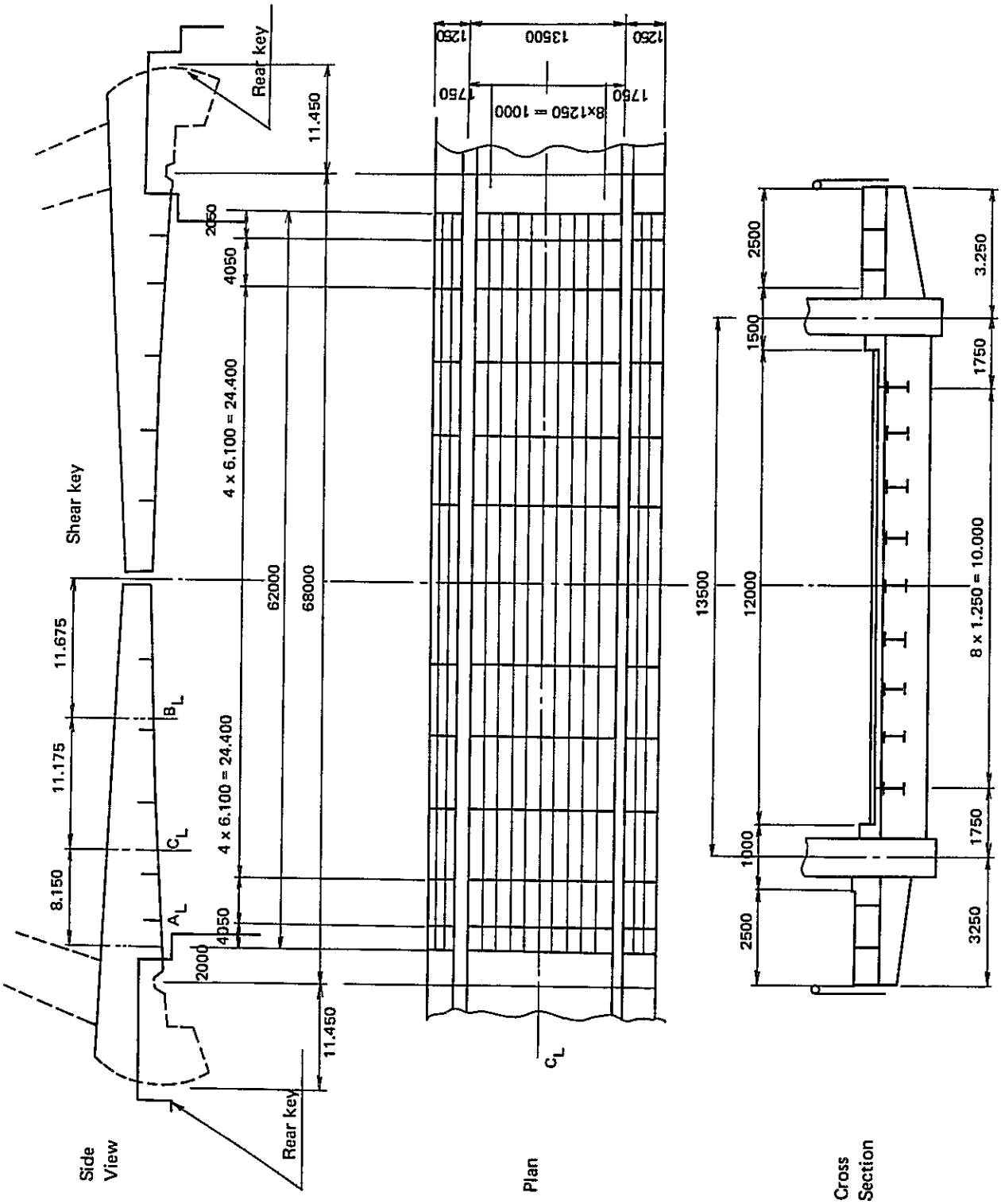


Fig. 5—4.1

1) Bascule Bridge 部材の応力度

Table 5-4.1

Unit kg/cm^2
( ) shown for HB-45 loading

Member			Stress	Dead Load Stress	Live Load Stress	Total Stress	Allowable Stress	Over Stress %	Remarks
R.C. Slab Span Center	Concrete			2	(73) 41	(75) 43	70	(7.1) -	
	Reinforcement Bar			11	(397) 220	(408) 231	1400	(-) -	
Stringer	Upper Flange σ_c			126	(1905) 1056	(2031) 1182	1400	(45.1) -	
	Lower Flange σ_t			126	(1905) 1056	(2031) 1182	"	(45.1) -	
Cross Beam	Upper Flange σ_c			262	(1243) 870	(1505) 1132	"	(7.5) -	
	Lower Flange σ_t			322	(1529) 1065	(1851) 1387	"	(32.2) -	
Main Girder	Section B_L	Up Flange σ_t		364	(824) 561	(1188) 925	"	(-) -	
		Lo Flange σ_σ		366	(826) 563	(1192) 929	1142	(4.4) -	
		τ_w		83	(172) 116	(255) 199	800	(-) -	
	Section C_L	Up Flange σ_t		530	(745) 517	(1275) 1047	1400	(-) -	
		Lo Flange σ_c		536	(753) 23	(1289) 1059	1162	(10.9) -	
		τ_w		118	(172) 119	(290) 237	800	(-) -	
	Section A_L	Up Flange σ_t		640	(734) 517	(1374) 1157	1400	(-) -	
		Lo Flange σ_c		646	(741) 522	(1387) 1168	1132	(22.5) 3.2	
		τ_w		89	(108) 76	(187) 165	800	(-) -	

2) Trussed BeamのRCスラブ

			HB−45	HB−25	σ_a
コンクリート	σ_t	kg／cm²	88	51	70
オーバー・ストレス		%	25.7	−	−
補　強　材	σ_t	kg／cm²	1349	778	1400
オーバー・ストレス		%	−	−	−

5−5. Approach 部 P C 合成ばりの応力度

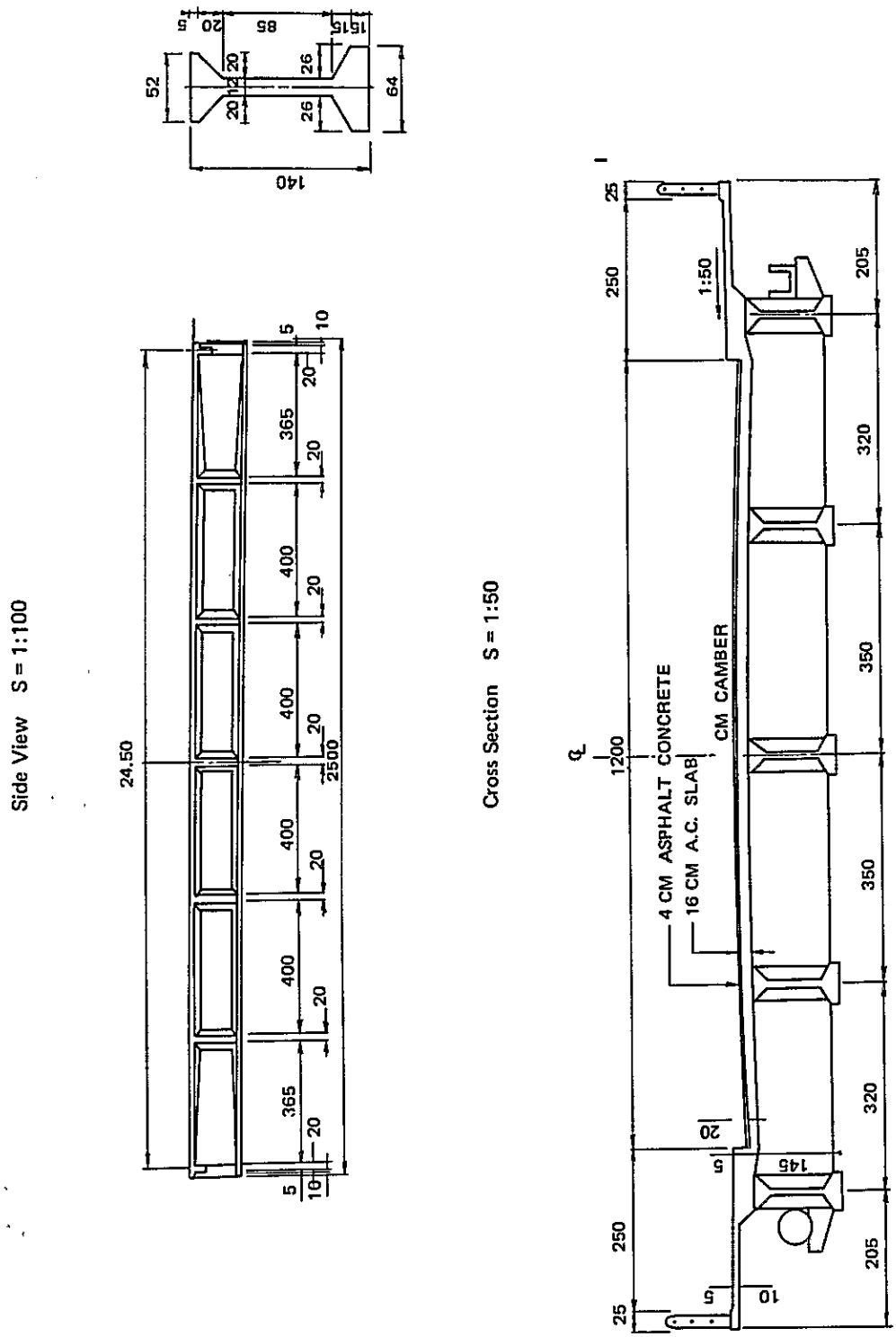


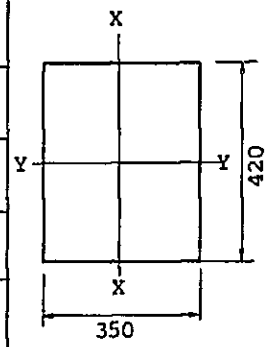
Fig. 5−5.1

1) 各スラブの応力度総計

Table 5-5.1

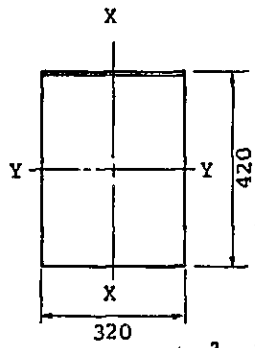
Unit kg/cm^2
( ) shown for HB-45 loading

Member	Stress	Dead Load Stress	Live Load Stress	Total Stress	Over Stress %	Remarks
Slab Type IV	At middle of slab (Y-direction)					
	Concrete σ_c	5	(62) 34	(67) 39	(-) -	
	Reinforcement σ_s	170	(2217) 1229	(2387) 1339	(70.6) -	
	At middle of slab (X-direction)					
	Concrete σ_c	7	(81) 45	(88) 52	(25.7) -	
	Reinforcement σ_s	246	(2913) 1617	(3159) 1863	(125.6) 33.1	
	At edge of slab (Y-direction)					
	Concrete σ_c	10	(238) 132	(248) 142	(254.3) 102.9	
	Reinforcement σ_s	457	(11402) 6337	(11859) 6794	(747.1) 385.3	
	At middle of slab (Y-direction)					
Slab Type III	Concrete σ_c	9	(66) 36	(75) 45	(7.1) -	
	Reinforcement σ_s	394	(2736) 1516	(3130) 1910	(123.6) 36.4	
	At middle of slab (X-direction)					
	Concrete σ_c	7	(103) 57	(110) 64	(57.1) -	
	Reinforcement σ_s	275	(4276) 2366	(4551) 2641	(225.1) 88.6	
	At edge of slab (Y-direction)					
	Concrete σ_c	17	(259) 144	(276) 161	(294.3) 130	
	Reinforcement σ_s	1008	(15511) 8664	(16519) 9652	(1079.9) 589.4	
	At edge of slab (X-direction)					
	Concrete σ_c	13	(189) 105	(202) 118	(188.6) 68.6	
	Reinforcement σ_s	794	(11294) 6275	(12088) 7069	(763.4) 404.9	



σ_{ca} = 70 kg/cm^2
σ_{sa} =1400 "

Note:
This measurement is based on the original specifications and the lateral lines later added are not taken into consideration.



σ_{ca} = 70 kg/cm^2
σ_{sa} = 1400 "

2) ＰＣ桁の応力度総計

Table 5-5.2 At Center of Girder

	Bending Moment	Prestress Force	Stress at Point	
			Top Fiber	Bottom Fiber
1 Prestress (9 cables)	t.m 124.5	t 220	kg/cm² -46.4	kg/cm² +149.3
2 Own weight of girder	72.6		+63.9	-50.2
3 Cross beam	27.0		+23.8	-18.7
4 Prestress (7 cables)	84.8	164.5	-27.4	+106.0
5 Roadway slab	80.7		+71.0	-56.0
6 Wearing surface	17.3		+2.7	-8.0
7 (HB-45) HB-25	(526) 292.2		(+83.0) 46.1	(-244) -135.7
Total			(170.6) 133.7	(-121.6) -13.3
			Compres-sion	Tension

第6章　補強、補修に関する提言

第6章　補強、補修に関する提言

6－1. 総　　論

Krung Thon ，Krung Thep 両橋の主径間上部構造、Steel trussed bridge with Curved chord and steel bascule bridge は約30年前、日本の富士車輌株式会社により、設計，製作，架設されたものである。

当時の設計荷重は，4－1〝 原設計に用いられた設計荷重と条件 〟に記述した如く、現在の交通荷重に比べて、相当小さなものであって、これを現在あるいは将来予想される大きな活荷重に適応させるべく補強，補修することは、非常に困難なことである。

また、同時期に建設された取付部ＰＣ合成ばり橋やＲＣ剛性Ｔ型ばり橋もあわせて考えるとき、それらを構成する鋼材とコンクリートの材質的な耐久性，劣化度あるいは補強の難易度等から、その限度は自ら決定されるであろう。

鋼橋の場合、橋面から上部に関して、車輌の衝突による一部主構の局部的破断を除けば、錆も殆ど無く、良好に維持されている。また、橋面より下方の部材について、伸縮継手やＲＣスラブの施工目地付近は、雨水等で鋼橋の耐久性に重大な影響を与える様な錆の発生が見られる。

また、主径間部Trussed Beam 上のＲＣスラブ支間が 1.3 m と当時としては非常に狭少な設計であったことが幸いして、Slab 厚、鉄筋量共、小さい割にはひび割れの発生も少く安定している様に考えられる。

一方取付部ＰＣ合成ばり及びＲＣ剛性Ｔ型ばり等は、他のコンサルタントによって設計されたものであるが、主桁間隔の大きい割に Slab 厚、鉄筋量共に小さく、荷重の増大に対しては全く、余裕の無い構造物の様に思われる。

取付部ＲＣスラブのひび割れは各支間によって、相当の差異があるが、一般的には細網化が進み、現在仮支保工等で各部を一時的に支え、現状を維持している状況である。

以上の事柄、あるいは新しい活荷重による各部材のオーバー・ストレス状況等を勘案すると、ＨＢ－４５荷重まで、補強することには無理がある。特にＨＢ－４５荷重（総重量 176.4 t 車輌占有面積について 5.04 t／m^2 ）は日本の幹線道路に於ける特殊荷重ＴＴ－４３（２台分総重量８６ t、車輌占有面積について 0.97 t／m^2）と比べても２倍以上の特殊荷重である。ＴＴ４３荷重とは、近年日本で製造されている超大型トレーラートラックの実重量を対象にして、日本で制定された、特に重車輌の走行頻度が高いと見做される橋梁に対する設計荷重である。一方ＨＢ２５荷重（総重量９８ t 車輌占有面積について 2.8 t／m^2）が丁度ＴＴ－４３に見合う荷重であり、これを最終補強対策の目標と考えれば、十分且つ大きなものである。

橋梁各部の補強，補修については緊急を要するものから、長期対策まで種々考えられるが、これらは以下に記述する。

6−2. 橋梁各部の補強，補修について

6−2−1　緊急対策

1) 両橋Trussed Beam支承及び伸縮目地付近に於けるMain Truss，Cross Beam Stringer等の塗装の実施。

2) Krung Thep Bascule橋開閉機械室付近に於ける主桁Web Plate塗装の実施。

3) RCスラブ施工目地付近に於けるCross Beam，Stringerの塗装の実施。

4) 両橋伸縮目地の高さの調整，構造の改良と同時に雨水の排水方法の改良実施。

5) 両橋車道上、アスファルト舗装の穴の開いた部分に於けるパッチングの実施。

6−2−2　暫定対策

1) Krung Thep Bascule橋に於けるRCスラブの凹凸の補修及び磨耗層としてアスファルト表層舗装の実施。

2) 両橋RCスラブに於ける施工目地の改良実施。

3) 取付部PC合成ばり上、RCスラブの打ち替え実施。

4) Krung Thon橋、取付部、6径間連続RCT型剛性ばりの改良または打替え実施。

5) 両橋主トラス部材の局部破断及びねじれ部分の修復及び今後の車輌衝突防止対策の実施。

6) Krung Thep Bascule橋開閉機械に於ける"ずれ"調整のため機械技術者による詳細調査及びThonburi側Rear Rock Keyの上向き力対策の実施。

7) 下部構造、河中橋脚基礎の洗掘対策の実施

6−2−3　長期対策

1) 両橋Trussed Beam上RCスラブ及び舗装の全面打替え実施。

2) 両取付高架橋の全面架替え実施。

3) 両橋河中橋脚の洗掘に対する安定性の増大についての補強対策の実施。

4) Krung Thep橋に於ける中環状道路としての交通容量の調査。

6−2−4　一般対策

両橋にとって、必ずしも必要不可欠ではないが、一般的に橋梁の維持管理のために、次のような措置を取られることが望ましい。

1) 車輌の自動軸重計の設置及び重量制限の実施。

2) 橋梁維持補修のための検査路等の設置について。

6－3. 各対策の概略施工法について

工種		緊急および暫定対策	
		Krung Thon 橋	Krung Thep 橋
上部工	舗装、RCスラブ及び伸縮目地の補修	1) 舗装の穴の開いたケ所にはパッチングを行う。 a) 破損周囲は、四角形にカッターで切断路面と垂直に切り取り、床版を傷つけない様取り除き、清掃する。 b) 湿っている部分は、バーナー等を用いて加熱乾燥させる。 c) 床版とアスファルト混合物の付着を良くするため、タックコートを行う。これは床版面のみならず側面にも隅々までていねいに塗布する。 d) 加熱混合物（又は常温混合物）を投入し、敷均を行った後ローラーにて締め固める。骨材の最大粒径は5～10㎜とし、圧密沈下を考え3㎜程度高く仕上げるものとする。 e) 表面に、石粉または砂を散布する。 f) 表面の温度が手で触れるようになったら交通に解放する。 g) RCスラブの施工目地上は図5－1の如く行う。 2) 舗装のひゞわれ箇所にはシーリングを行う。 a) ひゞわれをていねいに掃除してゴミ、泥等を取り除く。	1) トラス桁床版上に於て舗装に穴の開いている3ケ所は左と同一の措置を取る。 2) 跳開部分RC床版の穴の開いた部分はゴミ、泥等を取り除き、清掃した後こゝに収縮性の小さい樹脂モルタルを填充する。 3) 現床版上のアスファルト表層を撤去、清掃する。 4) RC床版の上にタック・コートを行い、その上に新しいアスファルトモルタルによる表層を実施する。
	施工目地の高さの調整	1) 施工目地上のオーバー・レイは廃止するものとし、伸縮目地のレベル・アップを行う。 a) 現在の伸縮目地付近の舗装及びRCスラブの一部を取り除く。 b) 高さを調整し、排水装置及びその維持保守を考慮した新伸縮目地を設ける。（図5－4 参照）	1) 伸縮目地から支承部付近主構に流れ込む雨水の排水対策を考える。
	鋼構造、トラス及び跳開橋の錆対策	1) トラス桁支承部付近下弦材の錆はKrung Thep 橋ほどの錆の進行は見られないが、部分的にも塗装を早急に実施する。	1) トラス桁及び跳開橋支承部付近の主桁には、局部的に重大な錆の進行が見られ、橋の耐久性を大きく損う心配があるので、塗装を部分的にも早急に実施する。

工種		緊急および暫定対策	
		Krung Thon 橋	Krung Thep 橋
上部工		a) 浮さ錆を完全に除去し、塗装を行う。 b) 雨水が直接進入しない様、伸縮目地、床版の施工目地を改良する。	a) 浮き錆を完全に除去し、塗装を行う。 b) 橋面より下側の部材、特に支承部付近トラスのLower Chord に直接雨水が進入しない様に伸縮目地に排水装置を取り付け改良する。 c) RCスラブ施工目地から雨水の進行に依って、横桁、縦桁に錆が発生しているのでこれを改良する。 d) 跳開橋機械室付近の主桁、添接部に相当錆が進行しているので、塗装を行うと同時に防水工を考える。
	取付部PC及びRC高架橋	1) PC合成ばりのRCスラブはKrung Thep 橋程のひびわれの進展は見られないが、部分的には支保工により、スラブを支持する必要がある。 2) RCラーメン桁橋のうち6径間連続桁は主桁間隔480m に対し床版厚20cmとうすく、全面的にひびわれが発生、進展中である。 現在写真3－8.5、3－86に示す如く木造支保工により全面支持されているが、根本的改造又は全面架換までは、この方法を継続させなければならない。 3) 通過車輌の荷重制限を行うことはKrung Thep 橋と同様である。	1) PC合成ばりのRCスラブは、場所に依って、差異があるが、全般的にひび割れの発生進展が見られ、既に陥没寸前のケ所もある。 現在図3－3に見られる様に主桁から仮支保工によって支持されている状況であるが、現在のRCスラブを撤去し、スラブ厚、鉄筋量も増加させ全面打換えを行うのが良い。 2) 現橋について、HB25荷重によるストレス状況を調査した結果、主桁上下フランジには別表の如く、過大な圧縮及び引張応力度が生じるので、床版打換えの後と云えども特別大型車の交通は制限する必要がある。
	車輌衝突後に於けるトラス部材の修復及び今後の衝突防止対策	1) 車輌の衝突により、Truss Beam の端柱に於て、カバー・プレート又はLower flange plate が局部的に切断されたケ所が3～4ケ所ある。 端柱は圧縮材であり、設計荷重(HB25荷重)の作用時で、多少オーバー・ストレスになるもので、放置しても早程問題はないが、最終的には次の様に補修した方が良い。 a) 切断ケ所付近のリベットを添接に必要な本数だけ撤去する。 b) 曲がりは加熱によって矯正する。 c) 添接鈑を当て、リベット又はH.T. Boltにて締付け添接する。 2) 衝突防止対策 現在歩車道境界線より端柱縁端までの距離が22cm程度であり、最少	1) 車輌の衝突により、トラス桁の Vertical Member V_2 に、1ケ所大きく捩れたケ所がある。写真3－5.7参照。 幸いV_2 の応力度は非常に小さく構造上大きな影響はないが最終的には次の様に補修した方が良い。 a) 捩れの無くなった上下2点付近に一時的な吊材(2Ls又は4Ls等を使用)を設ける。 b) Vertical Member を捩れの無くなった上下2点で切断する。この場合リベットで添接する余裕を残す。 c) 新しく製作したVertical Member を中央部分に導入し、此のWeb Plateの上、下端を残されたVertical Member のWeb Plate

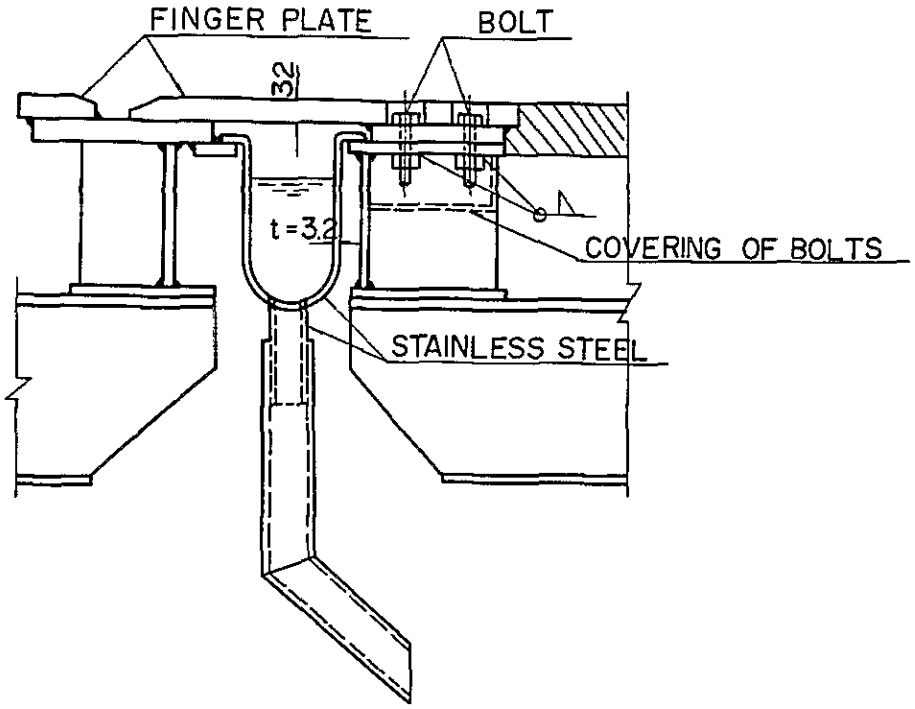
工種		緊急および暫定対策	
		Krung Thon 橋	Krung Thep 橋
上部工		25cmは必要と思われる。縁石を一度撤去し中間にセメントモルタルを入れ、車道が少し狭くなるが、30cm程度の余裕を取って、再度縁石を据付ける様にする。	に添接鈑にて連結する。 d) 仮吊材の2Ls又は4Lsを片側づゝ取り外し、Flange Plateを添接鈑にて、連結し、修復を終了させる。 2) 衝突防止対策 Krung Thon 橋と同一の措置を取る。
	跳開橋開閉機械及びShear Key		1) 現在Bascule 橋の開閉は毎日朝6時に実施されて居て何ら操作機械に支障は認められない。 たゞ支間中央のShear Rock Key及び後端のRear Rock Key 間に、図3－6.・2及び写真3－6.・9写真3－6・10に示す如き水平横すれ、水平縦ずれが生じ、徐々に増大して来て、開閉作業に支障を来たす可能性がある。 これは下部工橋脚の洗掘による変形によるものと推定されるが、操作機械、特にトラニオンの回転軸の磨耗等についても、機械技術者のチエックが必要である。 2) Thonburi側Rear Rock Keyの台座、コンクリートSlabの下側に約4年前ひびわれが発生し、現在写真3－6.11,12に示す如く、H－Beam等で補強対策がなされている。 原設計に於てはRear Rock keyに上向きは生じないが、活荷重の増大に伴って、上向き力の生じる可能性があるので、Bangkok 側にも同様の対策が必要と思われる。

工種		長期対策	
		Krung Thon 橋	Krung Thep 橋
上部工	RCスラブ、舗装及び施工目地	1) 現RCスラブを全面的に撤去し、下記に依り新しいRCスラブを打替える。 a) スラブの厚さを多少増大させる。 b) スラブの主鉄筋を複鉄筋とし、配力鉄筋量を増大させる。 c) RCスラブには施工目地を設けず1径間一体打ちとする。 2) 舗装は補修の容易なアスファルト・コンクリート舗装とした方が良いと思われるが、コンクリート舗装とする場合はRCスラブと同時に打設するものとし、磨耗層としてアスファルト・モルタルに依る表層（厚さ10mm）を設ける。	1) 跳開橋を除いて、RCスラブ及び舗装はKrung Thon 橋と同様にRCスラブ及び舗装は全面打替える。 2) 伸縮目地は鋼製フィンガー型とし、排水装置を設け、これらの維持補修の容易な構造とする。
	縦桁、横桁の補強	1) RCスラブ全面打替えの時期が、縦桁、横桁等の補強に於ける最適の時期であるため、事前に補強ケ所、補強方法を調査、検討して置く必要がある。これらの補強方法等は図5－5、5－6に示す。	1) トラス部分、床組の補強に関してはKrung Thon 橋と同一の措置を取る。
	取付高架橋について	1) PC合成ばりは新しく、RCスラブの厚さ、鉄筋量等を増し、全面打替えを実施しても、主桁下縁のオーバー・ストレス状態は、変えることは出来ない。最終的には主桁間隔を縮少し、橋梁全体の架換えを行うことが適当と思われる。 2) 6径間連続RCラーメンT桁橋について図3－5に示される様に、トラスの縦桁間隔に比較して床版支間は480mと大きく床版厚は20cmとうすい。 現床版を利用する補強方法として図5－3.1等が考えられるが、桁下空間に制限があるため、基礎杭の施工に特殊工法が必要となる。 現床版の利用が出来ない場合、あるいは工費との関連で、全面架換えも考慮しなければならない。	1) PC合成ばりについてはKrung Thon 橋と同一の措置を取る。

工　　種		長　　期　　対　　策	
		Krung Thon 橋	Krung Thep 橋
下部工	河中橋脚の洗掘及び基礎の安定について	1) 河中橋脚基礎に於ける河床の洗掘について、PWD側の調査資料を検討した結果、各橋脚共、2m～3mの洗掘が進み、ケソン基礎の深さから考えると不安定な状態となって来ていることが推定される。 一時的な対策として図3－18に示す様な捨石、根固め工法の実施が考えられるが最終的にはケソン基礎周辺に鋼又はコンクリート杭を支持層までに打ち込み、支持機構を変換することが適当と考えられる。	1) Krung Thon 橋と同一措置を取る。

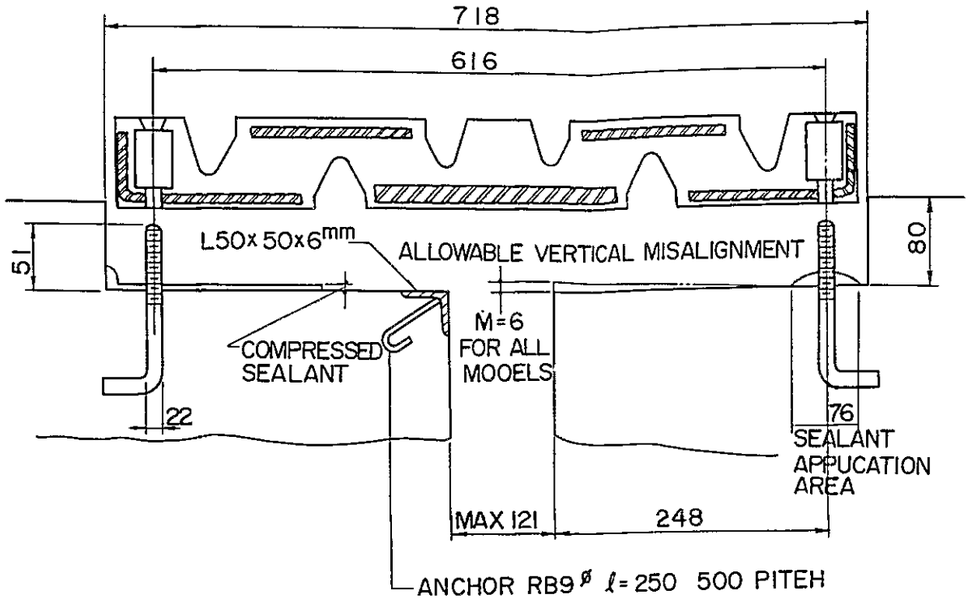
工　　種		一　般　的　対　策
		両　　橋　　共　　通
上下部工	車輌の自動軸重計の設置について	最近日本に於ても法定制限重量を超えた大型車の通行が増大し、ＲＣスラブのひびわれや舗装の磨耗、いたみの原因として問題になっている。 日本道路公団や首都高速道路公団等でも、その対策として、料金所付近に自動軸重計及び連動記録計、カメラ等を設置し、事前にこれらの流入をチエックする様になって来た。 軸重計には写真３－8.１～8.３に示す様な固定式のものと、写真３－８４に示す様な移動式ものとが有る。タイ国でもこれら施設（重量制限Over 車の迂廻路や過載荷重の撤去施設を含む）を設け、徐々に重量制限を実施することが橋梁の耐久性を計る方法でもある。
	橋梁検査路の設置について	橋梁には一般的に検査路の施設がなく、足場の関係から定期点検もおろそかになりがちである。その為に重大な錆やひびわれの発見がおくれ、事故の発生や、耐久性を大いに損う結果になる。特に鋼橋の場合、塗装のためにもこれら検査路が有効であり、設計当初から対策を考慮しておく必要がある。（写真3−8.1〜8.2）
	Next Stage の調査について	(1) 両橋付近の地質調査ボーリング (2) 下部構造基礎の安定性検討 (3) 取付部コンクリートの被破壊強度検査 (4) Krung Thep 橋に於けるBascule橋作動機械の精査、再点検特に主桁支間中央部及び後端部Shear Rock Key に於ける水平ずれの原因調査 (5) 中環状道路の一環としてKrung Thep 橋に於ける交通量の調査

STEEL FINGER JOINT



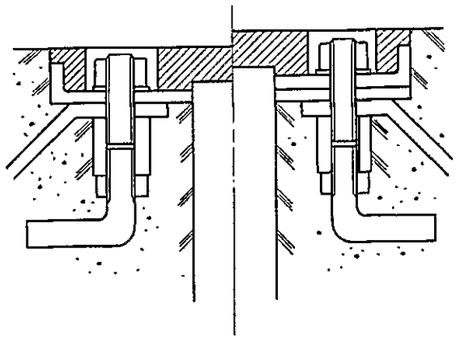
1) FACE PLATE IS BOLTED WITH LOWER PLATE AS POSSIBULE TO CLEAR, IF THE GUTTER IS STOPPED WITH SOILS
2) IT IS BETTER TO UISE THE STAINLESS STEEL PLATES AS GUTTER WHICH IS DIFFICULT TO CHANGE
3) RAIN WATTER IS LEAD IN PLACE NO TROUBLE

Fig. 6–2.1 IMPROVEMENT OF EXPANSION JOINT



STANDARD EIEUATION OF ROAD SURFASE

WHEN THE ROAD SURFACE IS OVER LAID

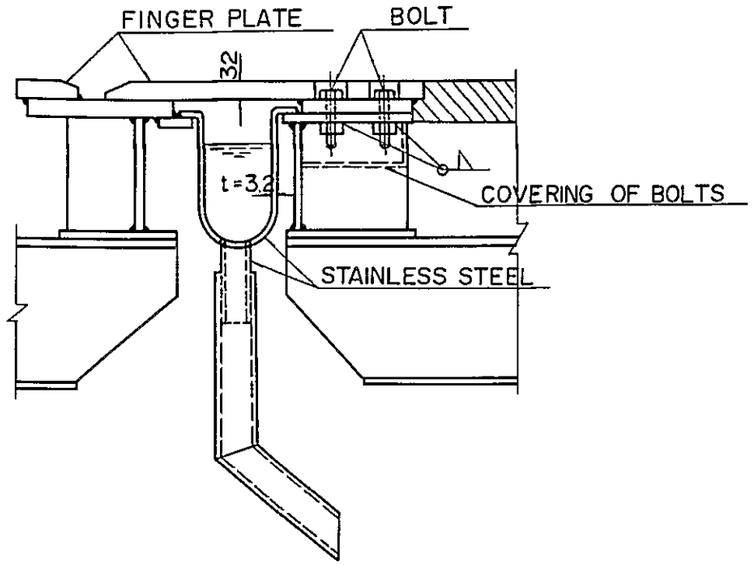


	NAMES OF MATERIALS
①	LONG BOLT
②	NUT
③	WASHER
④	ANCHOR BAR
⑤	ANCHOR BOLT
⑥	ROCK NUT
⑦	SHORT BOLT
⑧	LONG NUT
⑨	SPACER

OCCASION OF RISING THE EXPANSION JOINT

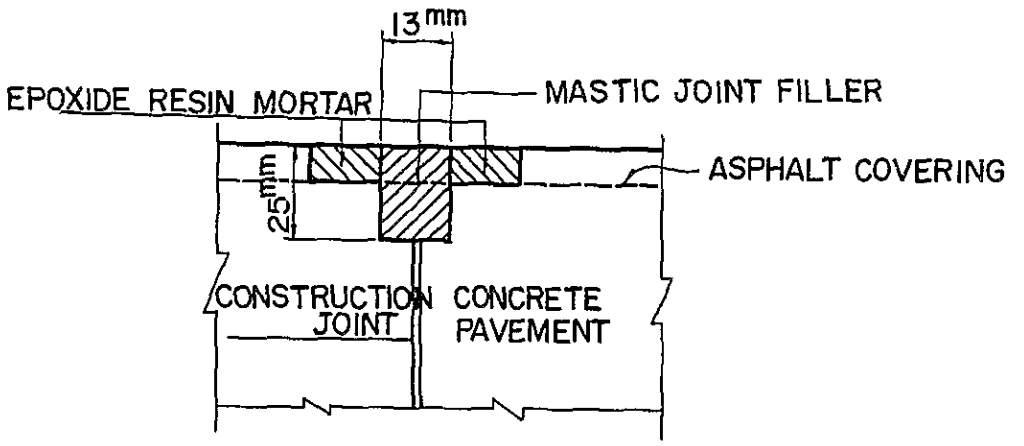
1) REMOVE THE SHORT BOLT ⑦ AND CHANGE TO THE LONG BOLT ①
2) PUT THE SPACER (MADE OF STEEL, HARD RUBBER, OR EPOXIDE RESIN) ⑨ UNDER THE EXPANSION JOINT

STEEL FINGER JOINT



1) FACE PLATE IS BOLTED WITH LOWER PLATE AS POSSIBULE TO CLEAR, IF THE GUTTER IS STOPPED WITH SOILS
2) IT IS BETTER TO UISE THE STAINLESS STEEL PLATES AS GUTTER WHICH IS DIFFICULT TO CHANGE
3) RAIN WATTER IS LEAD IN PLACE NO TROUBLE

Fig. 6–2.1 IMPROVEMENT OF EXPANSION JOINT



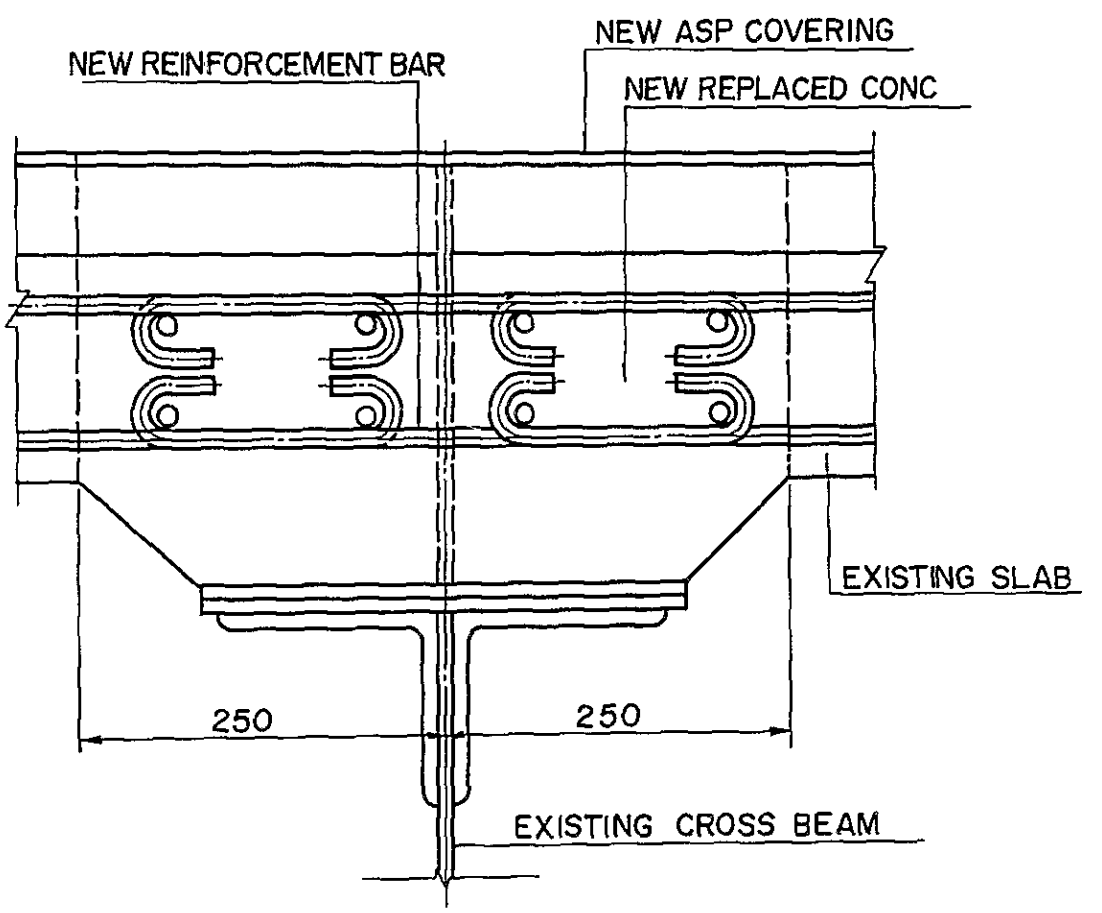
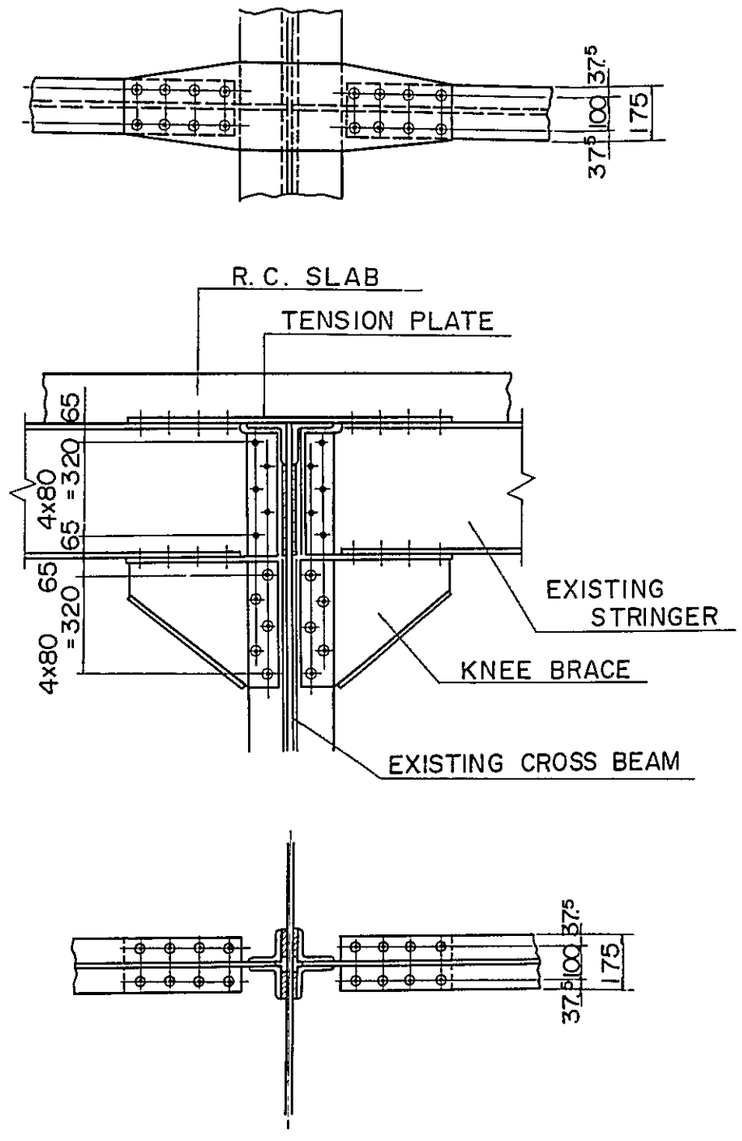


Fig. 6–2.2 IMPROVEMENT AND DISSOLUTION OF CONSTRUCTION JOINT

STRENGHENING OF STRINGER S = 1 : 20



NOTE ⊕ SHOWN NEW RIVET

Fig. 6–2.3 STRENGTHENING OF STRINGER

CHANGE OF VERTICAL MEMBER S = 1 : 200

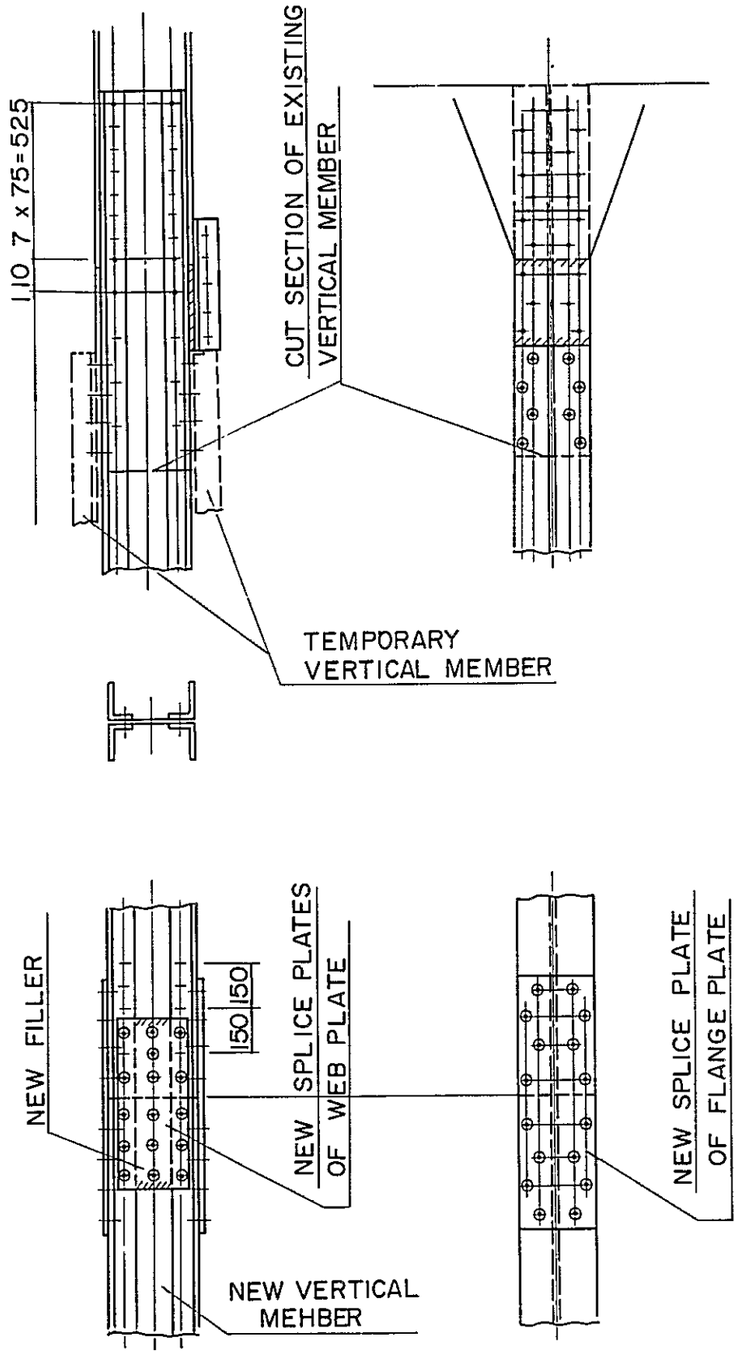


Fig. 6–2.4 CHANGE OF VERTICAL MEMBER

S - 1/50

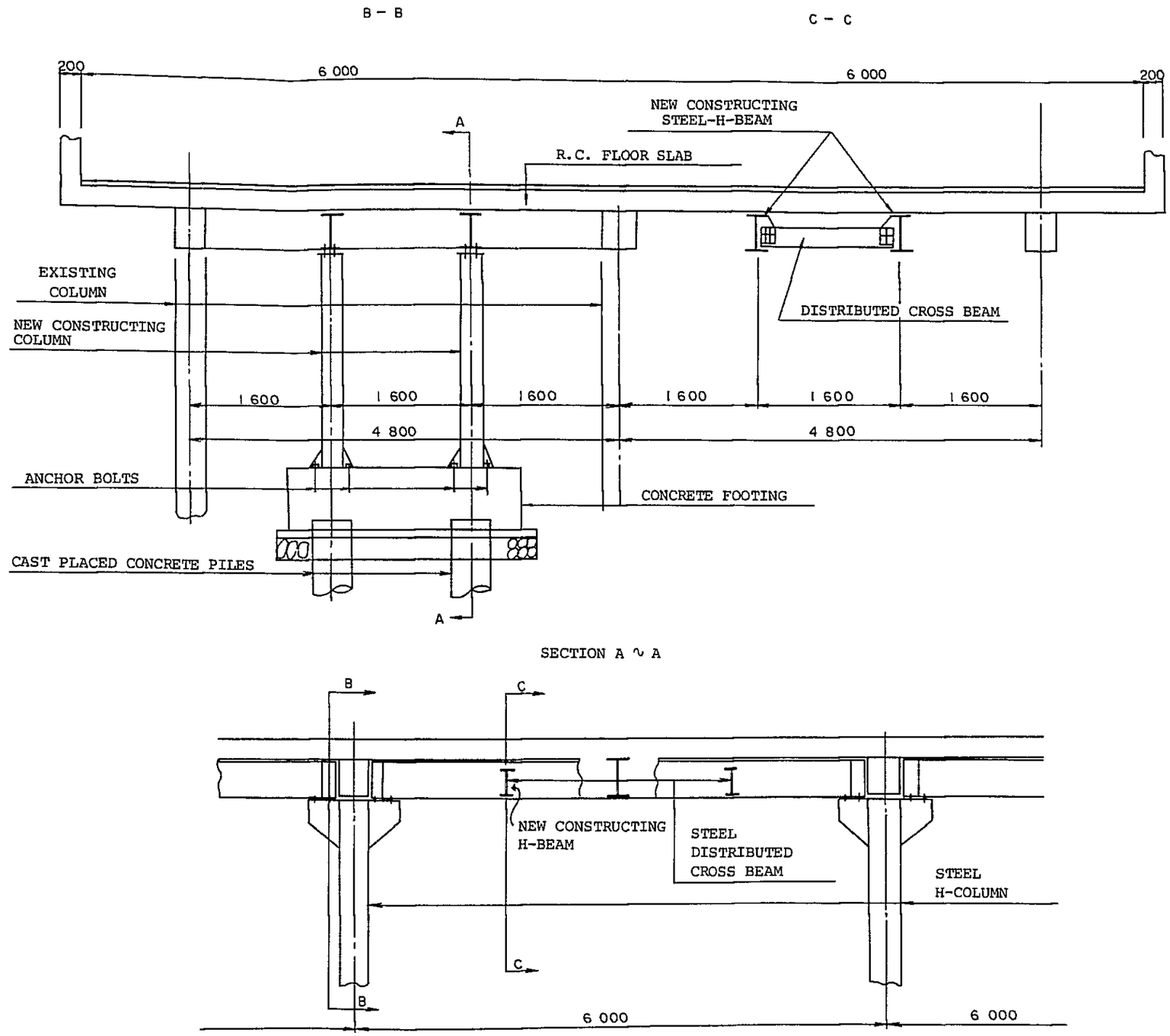
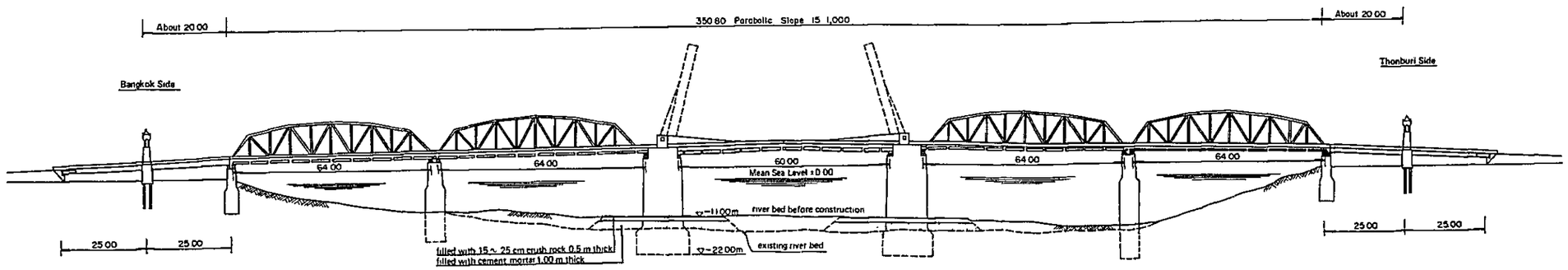
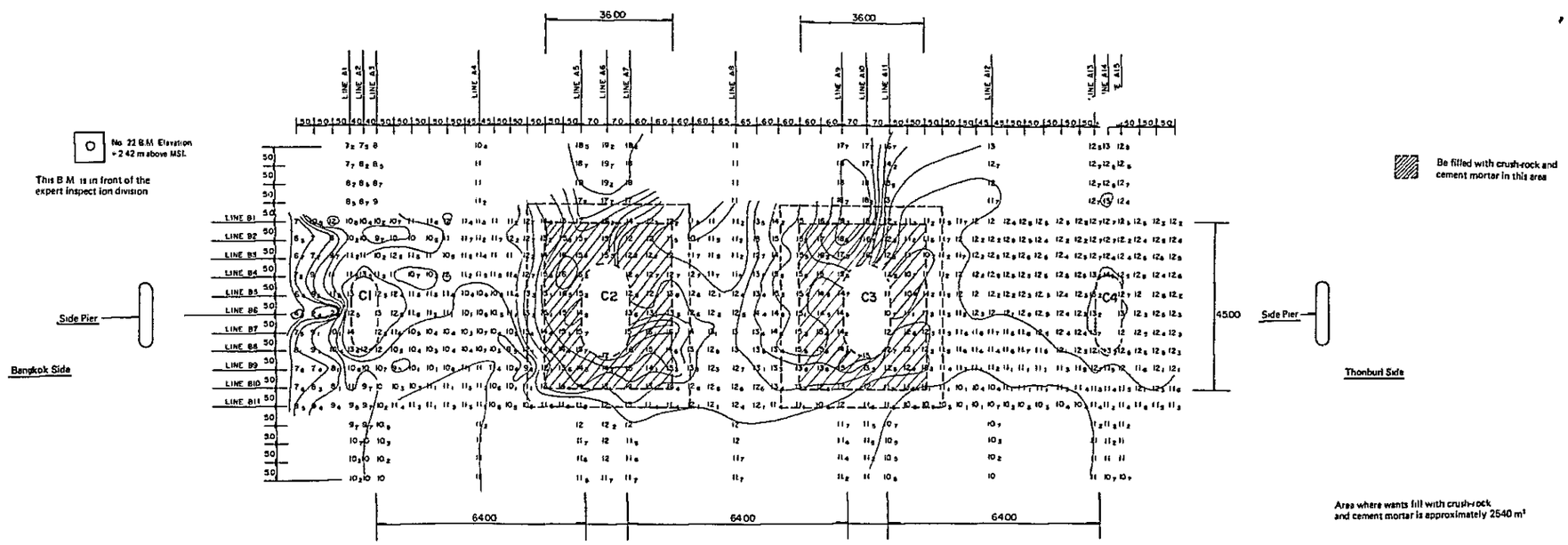


Fig. 6–2.5 TEMPORARY STRENGTHENING METHOD FOR 6 SPAN CONTINUOUS RC–T–RIGID BEAM

SIDE VIEW OF THE KRUNG THEP BRIDGE





TIDAL DATA SATHUPRADIT STATION

HIGHEST HIGH WATER	+ 2.17 m.
MEAN HIGH WATER	+ 0.90 m.
MEAN SEA LEVEL	± 0.00 m.
MEAN LOW WATER	− 0.36 m.
LOWEST LOW WATER	− 1.72 m.

PLAN SHOWS CONTOURS OF CHAO PHRAYA RIVER BED

Fig. 6–2.6 COUNTER MEASURE TO SCOURING OF THE RIVER BED AROUND THE PIERS

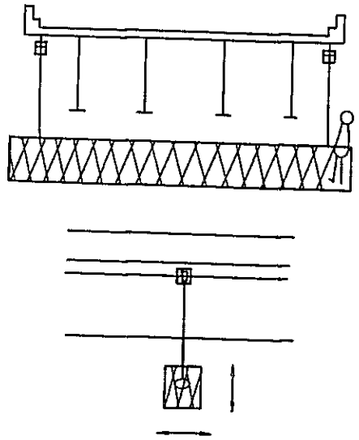
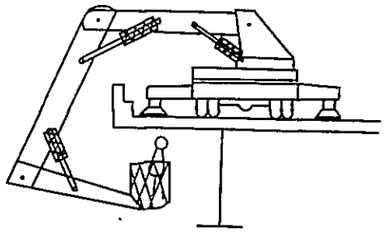


Illustration shows a movable gondola



Side elevation

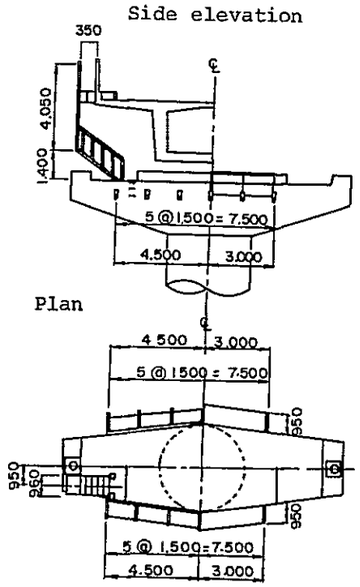
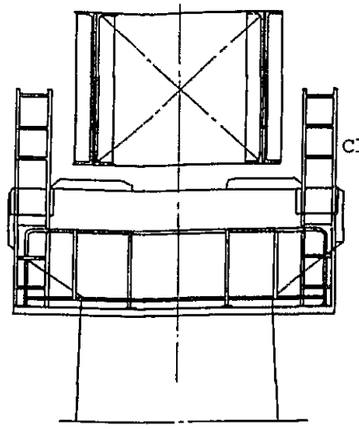


Figure shows an example of inspection scaffold for a pier

Front elevation



Side elevation

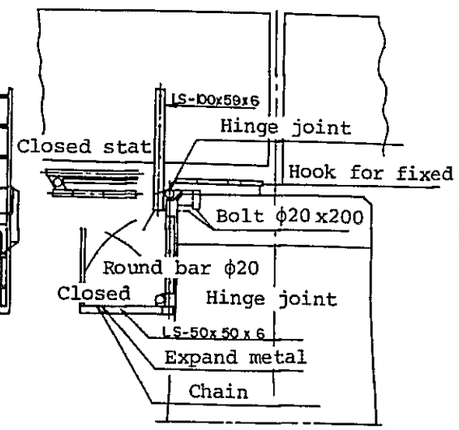


Figure shows a inspection path able to opening and closing

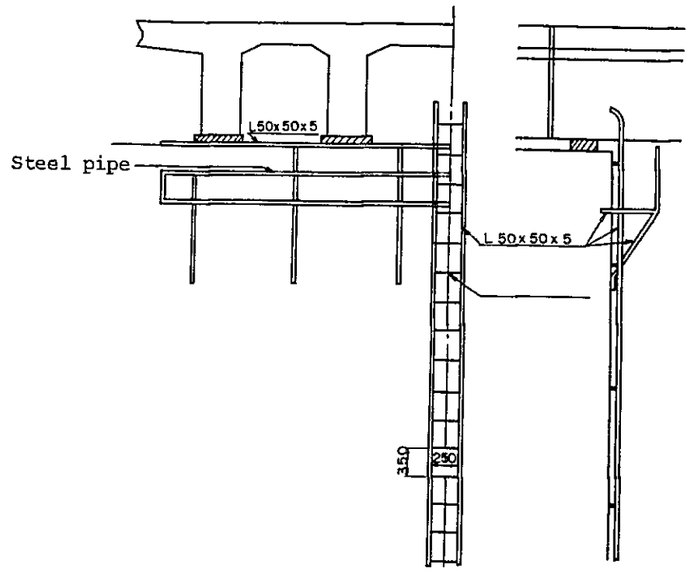


Figure shows a ladder for inspection

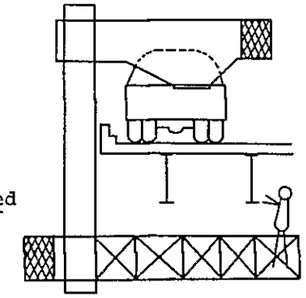


Illustration shows a vehicle with scaffolding

Figure shows an example of a steel Box Girder

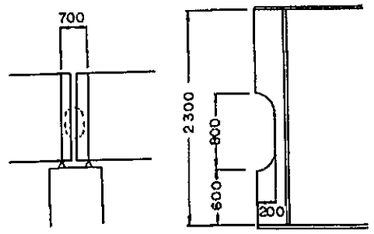


Figure shows a steel Plate Girder

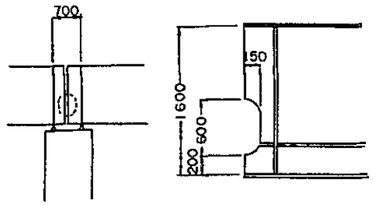


Figure shows a cutting of a steel Girder End

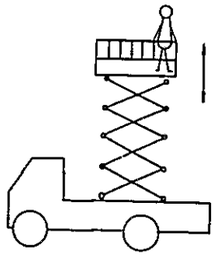


Illustration shows a with scaffolding vehicle

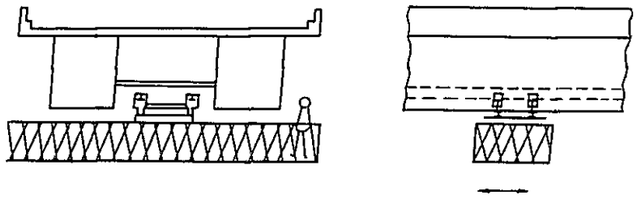


Illustration shows a movable gondola

Fig. 6–2.7

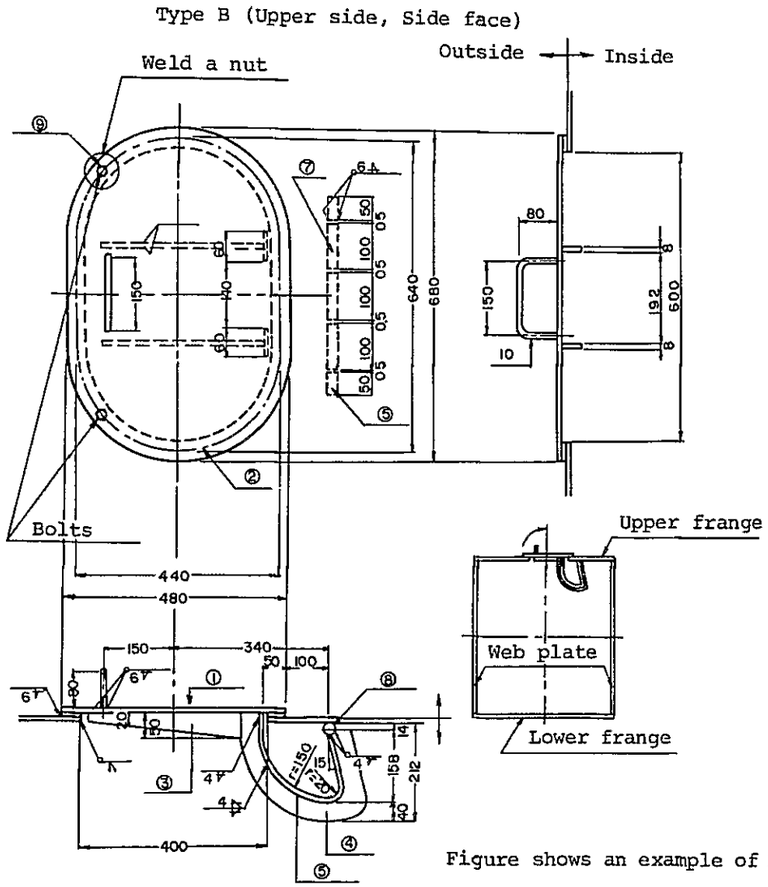


Figure shows an example of Manhole

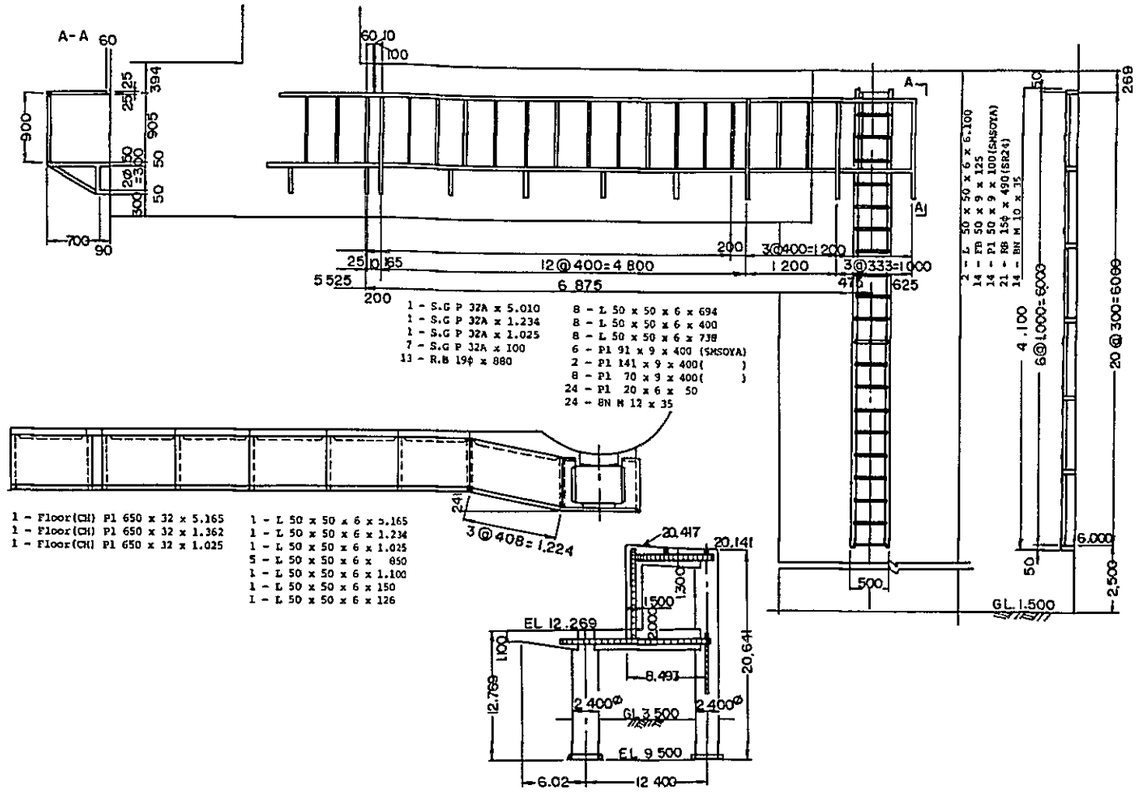


Figure shows an example of inspection path for a substructure

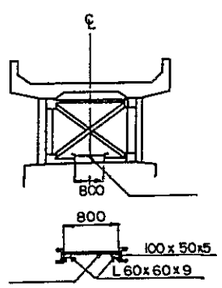


Figure shows an inspection path for steel composite Girder

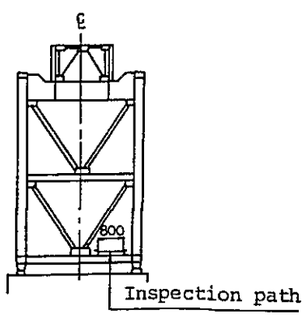


Figure shows an inspection path for Steel Deck Trussed Beam

Fig. 6–2.8

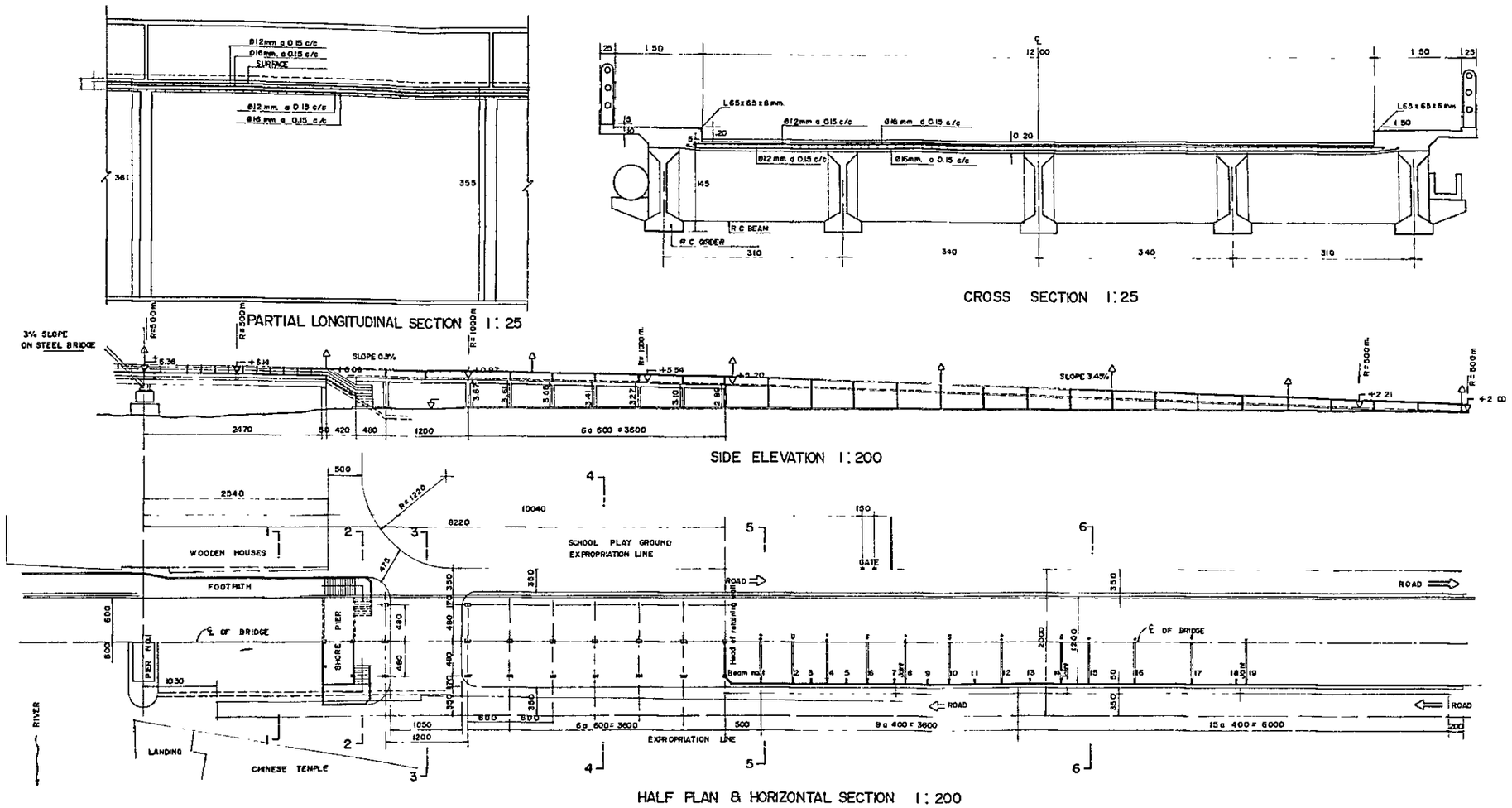


Fig. 6–2.9 REPLACEMENT OF THE RC FLOOR SLAB ON THE RC COMPOSITE GIRDER